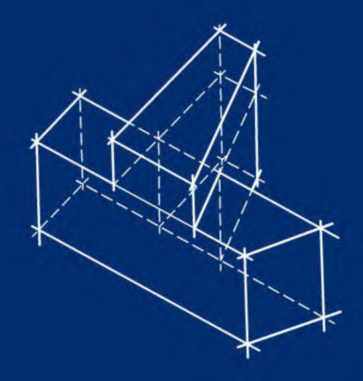
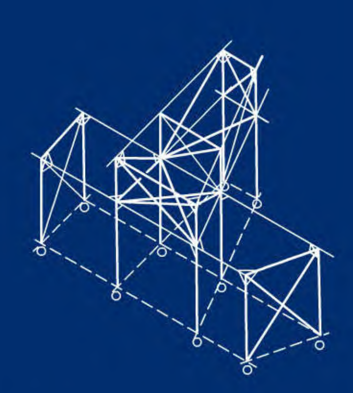
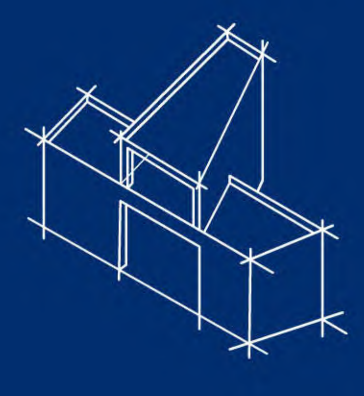
De la construction à l'architecture

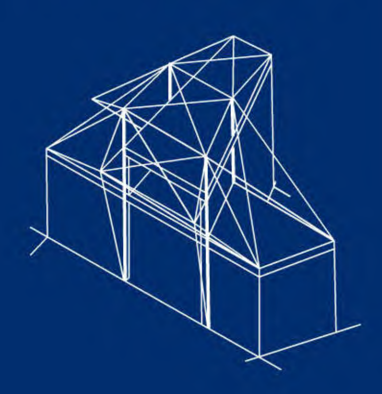
Alain Billard

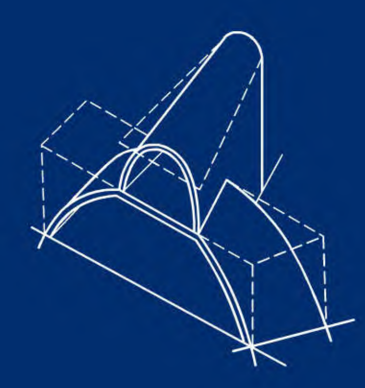


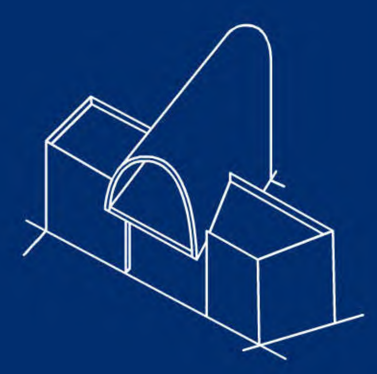


LES STRUCTURES EN PORTIQUES









EYROLLES

Alain Billard

LES STRUCTURES EN PORTIQUES

Dans cet ouvrage novateur d'histoire des formes, l'architecture est expliquée par les impératifs de la construction, schémas, photos et dessins à l'appui.

Les édifices dont le système constructif est celui de structures en portiques figurent de longue date dans presque **toutes les familles d'ouvrages** : l'une, très courante, est celle des marchés de plein air et des manifestations éphémères. Une autre s'incarne dans les installations traditionnelles de production (ateliers d'artisans, petites fabriques, entrepôts ou bâtiments agricoles). Le monde de l'industrie et du commerce a engendré des manufactures et des marchés couverts, des serres et des halles d'exposition et aussi les bâtiments de transport — gares et aéroports — qui furent précédés par... les caravansérails. Le sport ne fait pas exception avec ses stades ou, plus modestement, les salles fermées et les piscines municipales. Du côté de l'enseignement, écoles, collèges, lycées et universités ont également adopté les structures en portiques, quoique plus tardivement. Après les immeubles de bureaux, les logements y viennent aussi à la faveur de panneaux d'habillage capables de gérer naturellement l'énergie, même si l'antériorité des colombages en avait ouvert la porte. Dans le domaine des ouvrages conçus pour traverser les siècles, là où les châteaux et palais n'avaient guère adopté les portiques que pour leurs galeries et leurs loggias, la plupart des édifices religieux témoignent de ce système constructif : temples de l'Antiquité et temples en bois des pays d'Asie, cathédrales et mosquées.

On a qualifié cette architecture de transparente, de légère — au sens esthétique du mot — **laissant voir du dedans vers le dehors et inversement**, car les murs se sont évidés pour laisser entrer la lumière, la nature puis la ville, et **les planchers sont devenus acteurs essentiels de la stabilité des bâtiments**.

SOMMAIRE

Architecte, enseignant à l'Ensap-Bordeaux (où il a fondé le DPEA « Risques naturels majeurs et architecture ») et à l'Ensa-Paris/Belleville (coresponsable du DSA « Architecture et risques majeurs »), **Alain Billard** — qui a reçu une formation d'ingénieur — est aussi docteur en archéologie ; il a exercé un rôle d'expert ou de chargé de mission pour le compte du ministère de la Culture et celui de l'Environnement. Invité dans de nombreux colloques internationaux à traiter de l'enseignement de la construction et, par ailleurs, de la stabilité des bâtiments anciens, il est aussi l'auteur de deux manuels techniques (*Risque sismique et patrimoine bâti* et *Confortement du patrimoine bâti* coédités par Eyrolles et l'Afnor dans la prestigieuse collection « Eurocode »).

Du même auteur dans la même série :
Les structures-poids
Les structures de hautes performances

www.editions-eyrolles.com

Couverture : Christophe Picaud



DE LA CONSTRUCTION À L'ARCHITECTURE

Les structures en portiques

https://www.GCAlgerie.com/

Alain Billard

DE LA CONSTRUCTION À L'ARCHITECTURE

Les structures en portiques

EYROLLES

Sauf mention contraire, les photographies et les schémas sont de l'auteur.
Droits réservés pour les autres illustrations.

Conception de la maquette : Page B
Mise en pages : GraphieProd/Jean-Louis Liennard
Relecture : Jean-Louis Liennard
Adaptation des schémas : Lionel Auvergne

ISBN Eyrolles : 978-2-212-13586-2

À mon professeur, Pierre Mathieu

À mes étudiants qui m'ont patiemment écouté

« C'est très bien, monsieur l'Architecte ! Vous sentez-vous capable de construire ce que vous avez dessiné ? Les voûtes de la chapelle pourront-elles supporter le poids de la chapelle haute ? Cette dernière, que vous prétendez close presque entièrement par d'immenses verrières historiées, peut-elle être concevable avec une maçonnerie de soutien si mince et si élancée ? » (J. Diwo, *Le Printemps des cathédrales*, Flammarion, 2003, p. 318)

Ainsi s'inquiétait le roi Louis IX auprès de Pierre de Montreuil en découvrant le projet de la Sainte-Chapelle. C'était en 1243.

TABLE DES MATIÈRES

https://www.GCAlgerie.com/

AVANT-PROPOS

Cet ouvrage résulte d'un cours dispensé et renouvelé continuellement durant de longues années. Pour cette raison, le cheminement en est didactique. Il veut dire au lecteur que l'architecture n'est pas une science mais le résultat jamais achevé d'une polysémie de savoirs autonomes dont sont extraits les éléments qui vont permettre l'invention. L'art de l'architecte est de les discerner puis de se les approprier.

L'aménagement de l'espace ou la réalisation d'un bâtiment s'inscrivent naturellement dans un instant du voyage d'une civilisation et d'une culture dont ils sont témoins et acteurs. Une telle aventure n'est possible que dans la maîtrise de divers savoirs. Savoir construire est l'un d'eux. Il ne saurait se contenter de recettes au risque de sa stérilisation. Aucune recette n'a dicté l'invention du Parthénon, de la coupole du Panthéon, de la cathédrale de Saint-Denis, du dôme de Florence, de la tour Eiffel, du premier immeuble de grande hauteur à Manhattan, de la voûte du CNIT ou du stade olympique de Pékin. Pourtant, aucun de ces ouvrages n'est né *ex nihilo*.

Le savoir se nourrit de ses racines, de son expérimentation et de sa théorisation. Les racines sont une culture. L'expérimentation est la confrontation de l'idée avec la matière. La théorisation est ce moment où l'histoire de l'invention rassemble les outils de son expérience pour faire le point.

La longue histoire de l'acquisition des savoirs élémentaires s'est façonnée sur l'apprentissage, sur les savoir-faire hérités qui au fil du temps se sont enrichis de beaucoup de petites inventions. Elle s'est racontée de bouche à oreille et les Compagnons en ont fait une science avec ses secrets et le mystère de ses tracés et de ses abaques. Il s'agit des structures-poids qui, confiantes en la solidité de leurs murs épais et de leurs couvertures lourdes, ont bâti des architectures installées dans le temps. C'est l'objet d'un premier livre, *Les structures-poids*, chez le même éditeur.

Dans ce deuxième livre, nous racontons comment les portiques ont révélé une architecture devenue légère, souple et capable de mutations rapides de ses fonctions et de ses images. La géométrie et le calcul les ont portés, stimulés par un dessin largement déchargé des codes qui figent les civilisations en fin de cycle. Le confort s'est invité dans le dessin.

Dans un troisième et dernier livre, nous observerons la prouesse et la recherche de la performance comme si un autre monde pouvait soudain surgir d'une courbe trop monotone. Cette ambition ne se situe pas à un moment donné de l'histoire des hommes. Elle est de tous les âges, signifiée par des savoirs subitement réinventés qui se seraient détournés de la répétitivité pour écrire leur propre alphabet.

Chacun de ces trois livres peut être lu et étudié indépendamment, l'ensemble composant l'ouvrage intitulé *De la construction à l'architecture*.

Beaucoup de photos de chantiers sont dues à l'obligeance de Marc Landowski et de Jean-Jacques Soulas, des architectes de talent et de culture qui ont toujours su que l'invention architecturale ne peut se dessiner que si elle peut se construire. Quelques photos proviennent des publications d'édifices conçus par des architectes et des ingénieurs dont l'auteur a compris qu'il s'agissait d'œuvres majeures, quelle qu'en soit l'échelle médiatique, parce que significatives des moments d'étapes dans les savoirs. Beaucoup d'autres images sont venues d'observations faites au cours de voyages, parfois avec des étudiants qui ont bien voulu prêter leurs photos.

Les références imagées au monde de l'archéologie sont prélevées dans les publications accessibles à tous, dont certaines sont dessinées avec talent par Jean-Claude Golvin, architecte et archéologue.

Que chacun en soit chaleureusement remercié.

INTRODUCTION AUX STRUCTURES

L'invention constructive pour l'invention architecturale



Même si souvent la réalité n'est pas aussi tranchée, les structures se reconnaissent dans trois grandes familles : les structures-poids, les structures en portiques et les structures de hautes performances. Mais, avant de définir les caractéristiques générales de chacune de ces grandes familles, l'évidence doit être rappelée : les bâtiments sont d'abord voulus pour porter des planchers dont la couverture est une variante.

La conception constructive d'un bâtiment fait appel à deux domaines différents et complémentaires : la structure et le confort.

Les structures concernent le système constructif qui permet aux édifices de rester stables sous l'effet de deux types de sollicitations : les charges verticales qu'ils ont à supporter et que sont leur propre poids, les surcharges d'occupation et d'exploitation pour lesquelles ils sont programmés, ainsi que les surcharges climatiques courantes... tel est le domaine de la *statique* ; elles ont également à résister aux efforts qui les font osciller, provenant des imperceptibles mais constantes vibrations des terrains, facteur important du vieillissement, ainsi que des charges extérieures dont celles des vents violents, des tremblements de terre et des actions anthropiques... tel est le domaine de la *dynamique*.

Le confort est assuré par les équipements et les aménagements qui permettent de donner des réponses aux exigences d'acoustique, de régu-

lation thermique, de salubrité de l'air, de maîtrise des odeurs, de lumière naturelle et artificielle, d'accessibilité, de sécurité, de signalétique et de modulation des espaces. Si le matériel industriel et les matériaux sont d'un grand recours, la conception constructive des enveloppes que sont les façades et la partition des espaces intérieurs y est essentielle ; aujourd'hui, il est compris que la qualité de la vie au quotidien vise à ramener le matériel technique à un rôle complémentaire et non plus essentiel à la production du confort, avec la perspective qu'un jour les édifices seront en énergie positive.

1. LES PLANCHERS

Les planchers sont portés par des poteaux ou des murs qui en accompagnent les pressions dans le terrain d'assise.

« Porter des planchers », c'est respecter trois fondamentaux : 1) recevoir, sans subir de *déformations*, les charges dites d'occupation et d'exploitation qui sont à la base du programme du projet d'architecture ; 2) transformer la direction horizontale des charges transmises par les planchers sur les porteurs en pression verticale, sans entraîner de déformations ; 3) descendre les charges dans les fondations.

L'expression *« sans déformation »* est le leitmotiv de ces trois actions et la conception des structures est entièrement axée sur cet objectif. Ceci ne signifie pas que les structures doivent être indéformables mais que la réversibilité de leurs comportements actifs et réactifs ne doit porter préjudice ni au confort, ni à la sécurité des personnes, ni à la conservation des biens, ni au fonctionnement des équipements.

1 – RECEVOIR LES CHARGES

Les planchers doivent recevoir, sans subir de déformations, les charges dites d'occupation et d'exploitation qui sont la base du programme du projet d'architecture.

Cette première propriété concerne la conception proprement dite du plancher et de ses liaisons aux porteurs. Si un plancher est d'abord une surface plane, horizontale, permettant aux hommes de vaquer à leurs occupations, il est aussi un escalier, une rampe, une passerelle, un pont, une nacelle, une tubulure. Son dessin est géométrique, en trois dimensions, calculable par les expressions simples des surfaces planes, ou plus complexes lorsqu'elles sont gauches.

Les planchers sont constitués de deux composantes : la matrice portante, qui porte usuellement le nom de structure ou d'ossature, et le plan porté. Le plan sur lequel se déroule l'activité humaine reçoit les charges d'occupation (dont les valeurs quantifiées sont généralement normalisées), les

https://www.GCAlgerie.com/

surcharges d'occupation (qui font partie du cahier des charges du maître d'ouvrage) et les charges naturelles (vents et séismes dont les paramètres sont réglementés et inondations). Les ouvrages portant les planchers ont pour rôle de recevoir les pressions qu'ils leur transmettent, de leur donner une résultante verticale et de les accompagner dans les fondations.

Il est donc d'abord demandé à un plancher d'être indéformable tant sous l'effet des charges actives que sous celui de son propre poids.

2 – LA DIRECTION DES CHARGES

Les planchers doivent transformer la direction horizontale des charges transmises par les planchers sur les porteurs en pression verticale, sans entraîner de déformations.

La structure des planchers a pour mission d'accompagner les charges vers les porteurs : un parcours horizontal. Ceux-ci les emmèneront vers les fondations : un parcours vertical. De l'horizontale à la verticale, les pressions vont subir un renversement de direction à angle droit. Tel est le rôle des liaisons des planchers et des poutres avec les murs et les poteaux.

Deux types de liaisons sont possibles quels que soient les matériaux : l'articulation ou l'encastrement.

- **Articulation** La matrice du plancher est posée sur un support, qu'il s'agisse d'un mur, d'une poutre ou d'un poteau. Cette liaison s'appelle un *appui articulé*. La physique de la mécanique industrielle le nomme *rotule*, considérant que le mouvement peut se faire librement jusqu'à éventuellement 360° ; la physique du bâtiment lui préfère le terme d'*articulation*, ce qui permet de pondérer (brimer) l'importance des mouvements dans chacune des trois dimensions.
- **Encastrement** La matrice du plancher est liaisonnée avec les porteurs de façon indéformable. Il s'agit alors d'une *liaison encastrée*. Cette disposition donne de la rigidité au plancher et diminue par cinq la flèche qu'il devrait subir si la jonction était articulée. En revanche, l'encastrement ne permet pas de transformer une pression horizontale en pression verticale ; il appartient donc à l'ensemble de la structure de l'immeuble de prendre en charge cette rotation.

3 – LA DESCENTE DES CHARGES DANS LES FONDATIONS

Les porteurs ont ensuite pour rôle de descendre les charges dans les fondations ; celles-ci solliciteront alors le terrain d'assise qui en assurera la stabilité. Cette liaison structure/terrain pourra être également soit articulée soit encastrée.

2. LE CHEMINEMENT DES DESCENTES DE CHARGES

L'avant-propos rappelle ce moment qui fait le point des savoirs au terme d'une séquence qui, après avoir visité les racines, a confronté par l'expérimentation l'idée au matériau. La théorisation issue du long apprentissage aux structures-poids et de leur mutation vers celles des portiques a dessiné deux domaines complémentaires pour porter la conception mécanique des bâtiments : *la statique* et *la dynamique*. Différencier ces deux outils marque le pas sur une sémantique venue du XIX[e] siècle quand Larousse définissait la dynamique comme un simple corollaire de la statique. La substituabilité s'est inversée parce que les bâtiments sont devenus très souples : leur stabilité est moins liée à leur poids qu'à la façon de gérer les raideurs des structures.

2.1 À propos de la mécanique

Il est un mot qu'il faut savoir resituer : *la mécanique*. Il est porteur d'une double connotation. L'une, au premier niveau, vient d'une certaine rudesse liée aux machines-outils inventées lors de l'industrialisation et à la qualité relative des bâtiments qui les ont abritées même si aujourd'hui une certaine reconnaissance leur est rendue d'autant que les machines n'y sont plus. L'autre est plus subtile : elle a révélé le mouvement à une époque où les bâtiments étaient considérés comme parfaitement immobiles. De plus, ce mouvement était ressenti comme maladif puisque rotatif, c'est-à-dire éternellement répétitif.

Si, depuis, le mot *mécanique* conserve toujours dans le monde de l'architecture une image peu valorisée, il a beaucoup changé de signification et s'est doté de substituts industriels portés par l'informatique. Parallèlement, les concepteurs de bâtiments ont parfaitement intégré l'idée que les structures bougent non pas dans un mouvement rapide et rotatif mais lent et oscillatoire. La *statique*, avec son corollaire la *résistance des matériaux*, est aujourd'hui en passe d'être remplacée par une science propre au bâtiment et en pleine évolution : la *dynamique* et la *stabilité des structures*.

2.2 La statique

La démarche de cette science, lorsqu'elle ne concerne que le bâtiment, est essentiellement portée par le poids : la *compression* des porteurs et la *flexion* des portés. L'observation a fait comprendre qu'il existait d'autres acteurs : la *tension*, le *cisaillement*, la *torsion*. À défaut d'une visibilité suffisamment prouvée, ces acteurs ont été considérés à la marge et classés dans le monde de la *résistance des matériaux*. Du reste, cette classification existait déjà puisque compression et flexion lui appartenaient de fait, d'où la généralisation de l'expression et son extrapolation abusive dans un

domaine qui n'est pas le sien, celui de la stabilité des structures. Il existe une expression de transition aux accents nostalgiques, la *résistance des structures* : résistance à quoi ?

Le domaine de la statique est celui du calcul des sections de poutres et de planchers, droits, plans ou curvilignes sous sollicitations des poids, qu'ils soient propres ou qu'ils proviennent de charges continues ou occasionnelles, intérieures ou extérieures. Ces poids se sont appelés des kilogrammes et leurs déplacements pour rejoindre les fondations (le funiculaire) ont été qualifiés de kilogramme-force. Ainsi, un poids vertical est porté par un plancher ou une charpente, lui-même porté par un mur ou par une poutre sur poteaux (piliers) qui leur rajoutent verticalement leur propre poids avant d'amener le tout sur les fondations. Le terrain réagit alors verticalement aux charges qui lui sont ainsi descendues. Les tensions sont exceptionnelles : elles qualifient les entraits des charpentes, les suspentes et les barres de contreventement. La torsion est quasi inconnue sauf lorsqu'un manque de contreventement fait pivoter un porteur sur son axe ou qu'un défaut de constitution interne met une poutre en vrille. Quant au cisaillement, il est reconnu essentiellement aux liaisons des poutres et des poteaux ou des murs, à moins qu'une raison extérieure ne provoque le glissement d'un mur ou d'un pilier, voire d'un élément de mur ou de pilier sur son assise.

2.3 La dynamique

Cette science considérée comme récente ne l'est pas en réalité, sinon Brunelleschi ou Bramante n'auraient jamais pu concevoir leurs dômes, pas plus que ne serait née sous certains cieux une culture parasismique. Ce qui est nouveau, c'est sa reconnaissance. Celle-ci a pris ses lettres de noblesse avec l'invention des immeubles de grande hauteur et des voûtes de longue portée. Ceci ne signifie pas que les portiques des marquises des gares du XIXe s. étaient calculés de façon statique, pas plus que ne l'étaient les bateaux métalliques, les aéronefs ou les ponts d'Eiffel. Il aura fallu du temps pour que cette approche se généralise, preuve en est la façon dont se calculaient les bâtiments du quotidien durant les Trente Glorieuses : il est bien difficile aujourd'hui de les mettre en conformité avec les règles des Eurocodes, notamment avec l'EC.8. Disons aussi que la grande majorité encore des architectes et des bureaux d'études, dans quelque pays que ce soit, n'ont pas intégré le concept de mouvement. Les mutations sont lentes mais elles se font.

Sans négliger les poids, la dynamique considère les charges horizontales comme prioritaires dans le process de conception de la stabilité globale d'un édifice. Les charges ont été rebaptisées *pressions* et s'appellent désormais newton, bar ou pascal. Là encore, si le pascal est une unité de mesure bien adaptée au monde des mouvements rapides et des grandes pressions, il ne l'est pas à celui des mouvements lents pour lesquels correspond mieux

https://www.GCAlgerie.com/

le newton. Aux architectes de l'imposer dans une science propre aux bâtiments.

La dynamique gère les niveaux acceptables de rigidité des bâtiments sous l'action des pressions venant du vent dont l'importance va croissante depuis quelques années, des séismes, des tassements et des gonflements des terrains, des charges mobiles internes comme des actions brutales anthropiques que sont les attentats et les faits de guerre.

Elle s'appuie sur trois étapes successives : recevoir l'énergie, la stocker et la dissiper. Une autre façon de concevoir ce qui reste le fondement de la stabilité de tout édifice, descendre les charges.

- **Recevoir l'énergie** Les planchers sont les récepteurs des charges actives qui sollicitent un bâtiment. Ils les reçoivent par l'intermédiaire de l'enveloppe s'il s'agit du vent ou des faits de guerre, par l'intermédiaire des porteurs si elles viennent du sol, directement si elles sont d'origine interne. Le poids tel que défini en statique est évidemment l'un des acteurs des charges d'origine interne. Trois origines de l'énergie, trois modes d'acheminement vers les planchers, mais aussi trois approches constructives visant à en limiter le plus possible l'importance de l'expression vibratoire.
- **Stocker l'énergie** Les planchers doivent être indéformables dans leurs trois dimensions ; leur rôle est de répartir, de façon équitable entre les différents porteurs, l'énergie qu'ils ont reçue. Cette fonction leur impose de la stocker sans se déformer durant quelques instants avant de la redistribuer progressivement pour limiter le risque de sollicitation brutale des porteurs. Ils n'ont pas à dissiper cette énergie mais à en organiser le transfert amorti vers les porteurs qui, eux, auront mission de la dissiper.
- **Dissiper l'énergie** Deux organes ont cette mission dissipatrice. L'une est attribuée aux liaisons des planchers et des poutres avec les éléments porteurs que sont les piliers et les murs. L'autre est du rôle des porteurs dont la souplesse est sollicitée. L'objectif est que, quelle qu'en soit l'origine, l'énergie soit entièrement dissipée par l'ensemble de la structure avant de gagner les fondations, sinon la part résiduelle remontera dans cette même structure, au risque d'y créer un effet de résonance.

Chaque mot de ces trois définitions est porteur d'un système constructif que techniques et technologies propres à chaque matériau ont à matérialiser.

SPÉCIFICITÉS DES STRUCTURES EN PORTIQUES

Les édifices conçus selon le système constructif des structures en portiques appartiennent à deux grandes familles d'ouvrages depuis l'Antiquité. L'une, vernaculaire, se situe dans le domaine de l'éphémère avec les marchés de plein air, ou dans le domaine du précaire, celui du commerce de détail ou celui de la production avec les ateliers de l'artisanat et de la petite industrie ; c'est encore celui des hangars du monde rural. L'autre au contraire touche au monde prestigieux du pouvoir spirituel avec les temples antiques ou ceux plus récents de l'Asie, les cathédrales, les mosquées et leurs dépendances, les cloîtres nés de l'architecture des caravansérails et des patios du soleil ; celui du pouvoir temporel, avec les galeries des châteaux et aussi des palais de la Renaissance. Plus tard, les manufactures, les édifices des expositions, et aujourd'hui pratiquement tout ce qui se construit vont adopter ce savoir. L'architecture s'est qualifiée de transparente, de légère au sens esthétique du mot, laissant voir du dedans vers le dehors et inversement : les murs se sont évidés et les planchers sont devenus acteurs de la stabilité des bâtiments.

Porteur de la production architecturale, l'art d'édifier s'est fondé jusqu'à l'ère industrielle sur une alliance de la géométrie et de l'arithmétique. Les matériaux étaient alors en nombre limités : la pierre, la brique, le mortier de chaux ou de terre, le bois d'œuvre. Le métal et en particulier le fer étaient des produits de luxe utilisés avec parcimonie et surtout réservés à l'armement.

Des découvertes architecturales et techniques ont cependant marqué des étapes importantes dans la conception de la mise en œuvre de ces matériaux. On peut citer : les systèmes hypostyles qui ont permis les temples de l'Antiquité puis l'invention de la mécanique des portiques avec sa lecture architecturale ; l'arc en encorbellement pour certains, clavé pour d'autres, qui feront les voûtes par accolement puis en voussoirs ; la géométrie des rotations qui dessinera les coupoles, et celle des intersections qui amènera les arcs de cloître et les arêtes. En revanche, notre connaissance des sciences de la construction doit faire abstraction d'un héritage théorique, qui n'a pas été légué par l'Antiquité : lire et relire Vitruve, le seul traité de

https://www.GCAlgerie.com/

construction antique actuellement connu et venu du tout début de notre ère, laisse entendre qu'il n'a pas été rédigé *ex nihilo*. Y aurait-il eu des écoles du bâtiment ou bien l'enseignement ne se dispensait-il que de bouche à oreille ? Existait-il des abaques pour dimensionner les murs, les piliers, les colonnes, les poteaux et les poutres ? Procédait-on à des expériences en modèle réduit comme le faisait Gaudí dans son atelier de la *Sagrada Família* ?

L'équilibre des forces a été essentiellement joué par la maîtrise des compressions. Cependant, l'analyse de la résistance aux tremblements de terre de certains temples hypostyles de l'Antiquité, tout comme celle des ponts-canaux sur les aqueducs romains, montrent que, par-delà la version la plus simple de l'équilibre lié aux poids, les concepteurs avaient intégré les mouvements potentiels des édifices. Sans doute longtemps empirique – et les rares textes plus récents qui nous sont parvenus restent encore silencieux sur le sujet –, cette approche de la dynamique a permis d'élever et de conserver les coupoles des Orients, les voûtes des cathédrales des temps gothiques et les dômes depuis la Renaissance. Elle a également édifié les temples et palais de bois en Asie. Certains de ces édifices ont traversé les siècles avec des systèmes d'amortissement qui intriguent encore nombre de chercheurs, sans oublier les ponts suspendus, qu'ils soient de lianes ou de cordages.

Les charpentiers de la marine ne sont d'évidence pas innocents dans les inventions de la résistance des structures, eux qui ont dû concevoir des bâtiments capables d'affronter la houle et les tempêtes sans se disloquer. Ils savaient qu'un bateau doit épouser les mouvements de la mer comme un édifice doit se soumettre aux pressions des vents et aux sollicitations des sols.

Une visite au Clos Lucé à Amboise (Indre-et-Loire), où travailla Léonard de Vinci, donne une intéressante approche du fourmillement d'idées nouvelles sur des techniques lentement élaborées au fil du temps. Les ponts y sont suspendus et peuvent pivoter pour laisser le passage aux gros bateaux. L'eau est remontée de la rivière avec une vis sans fin, version perfectionnée et simplifiée de la noria. Les boulets ne font plus reculer les lanceurs. Le vent peut faire tourner les ailes des moulins comme il sait depuis longtemps faire avancer les bateaux.

Parallèlement, l'arithmétique devient l'algèbre et les tables se muent en équations. La géométrie cède le pas à la mécanique qui elle-même s'ouvre sur le monde de l'énergie. Les forces motrices de l'animal, de l'eau et du vent vont s'enrichir des contrepoids et des ressorts, en attendant la combustion puis l'électricité.

Passé le temps des cathédrales, le monde du bâtiment va cependant rester quelque peu étranger à toutes les inventions techniques dont la Renaissance venait d'ouvrir la porte. La stéréotomie portera sans doute l'essentiel de la dimension scientifique pour le dessin des superstructures jusqu'aux tous débuts de l'ère industrielle. Durant cette même période, les architectes ne se préoccuperont pas plus des problèmes de fondations, laissant aux entreprises l'initiative de porter les gros murs teintés au noir ou au sépia sur leurs plans. Pendant ce temps, le monde du calcul transformait les chiffres en moteurs et en outils sophistiqués promus par de l'énergie. Ces objets n'étaient ni en pierre, ni en brique, ni en bois, mais en fonte puis en fer et en acier. L'ingénierie venait de naître et, avec elle, les grandes verrières et les palais des temps modernes, avec des notions quasi oubliées de l'architecture depuis plus de trois siècles tels que les encastrements, les articulations et les contreventements.

Les nouveaux matériaux qu'étaient au milieu du XIXe siècle le fer et l'acier naissant, le béton qu'on allait armer et le bois qui n'était plus d'œuvre, ne pouvaient pas répondre à la tradition constructive venue de la seule géométrie. Le mot « mécanique » porté par l'industrie était synonyme de mouvement alors que les bâtiments restaient immobiles. Un très puissant renversement de conception est apparu vers la fin du XIXe siècle dans les pays anglo-saxons et très particulièrement aux États-Unis, quand certains architectes ont compris la richesse latente de la « mécanique », c'est-à-dire lorsque le bâtiment pouvait aussi être conçu comme un phénomène actif. Les immeubles-tours en sont nés, réalisés en béton armé ou en métal à l'instar des derricks des forages et des puits de mine qui, bien qu'encore souvent en bois, en avaient en partie sans doute suscité l'idée. Pendant ce temps, les ingénieurs faisaient des ponts souples, des bateaux et des locomotives avec des moteurs à combustion. Leurs études définissaient les caractéristiques physiques et chimiques des nouveaux matériaux qui allaient paramétrer les équations d'équilibre des mouvements. La géométrie était devenue une composante de la mécanique qui en conservera cependant le qualificatif de « statique ».

Le mot « mécanique » porté par l'industrie devenait synonyme de mouvement et un autre mot venait s'y adosser, la « statique ». Tout n'est que mouvement et le mot « statique » contient une ambiguïté de sens dès lors qu'il est mis en parallèle avec le mot « dynamique ». À ce compte, pour reprendre cette explication du *Nouveau Larousse Illustré* publié sous la direction de Claude Augé au moment où l'industrie était en plein essor : *« la statique peut être envisagée comme une subdivision de la dynamique, puisque l'équilibre s'exprime par une absence de mouvement »*. Ce même dictionnaire puisant dans l'étymologie grecque *statikos* définit le mot « statique » comme un phénomène *« qui a rapport à l'équilibre des forces »*. Quant à

la « dynamique » dont les auteurs pensent devoir attribuer l'origine de la théorie à Galilée (1638), elle se définit selon trois principes : 1° le principe de l'inertie ; 2° le principe de la composition (ou de l'indépendance) des effets des forces ; 3° le principe de l'égalité entre l'action et la réaction. Ce complément de définition confirme le premier avis même si le vocabulaire de l'ingénierie laisse entendre l'inverse.

Cet ouvrage s'adressant pour l'essentiel aux étudiants et à ceux qui sont concernés par la conception des bâtiments, par souci de simplification et de clarté pédagogique, nous avons choisi de nous arrêter sur deux définitions qui pourront paraître peu orthodoxes au regard du langage entendu, sachant cependant que la structure d'un bâtiment n'a pas à choisir mais doit satisfaire aux deux conditions d'équilibre :

– ***statique*** : un équilibre lié aux descentes de charges verticales provenant des poids propres, des surcharges d'occupation, des surcharges climatiques au sens des règles NV (neige et vents) en vigueur, ainsi que des surpressions ponctuelles dues aux oscillations de l'édifice ;

– ***dynamique*** : un équilibre lié à la souplesse des ouvrages en réaction aux sollicitations actives réputées horizontales des vents, des tremblements de terre, des charges roulantes et des chocs occasionnels ou accidentels (faits de guerre, entrechocs d'édifices, …).

Rappelons par ailleurs le sens mécanique de l'expression ***« descentes de charges »*** : qu'elles soient d'origines verticales ou qu'elles proviennent de sollicitations horizontales, les charges sont des pressions qui doivent être amenées sur les porteurs, puis descendues pour arriver verticalement sur le terrain d'assise.

Il est une autre clarification.

Il faut se souvenir que les architectes tout comme les techniciens et ingénieurs du quotidien sont encore largement formés au concept de comportement immobile des édifices comme si le poids était l'acteur essentiel de la stabilité, ce qui n'est évidemment plus le cas. À l'inverse, certains ingénieurs de ce même quotidien raisonnent en termes de mouvements et, qui plus est, de mouvements rapides : le poids est alors plutôt vécu comme un handicap dont il faut limiter au mieux l'inertie. Mais ce sont les physiciens et les mathématiciens, et non les architectes ou les ingénieurs du bâtiment, qui ont inventé toutes les formules de calculs que Youde Xiong a clairement condensées dans ses diverses publications*. Il faut également se rappeler que la découverte et le début de la diffusion *des calculs aux éléments finis* ne datent que des années 1980 et sont un outil de conception tout à fait remarquable, où le mouvement est intégré à cette forme de calculs.

*Toute la résistance des matériaux – Formulaire, *Eyrolles, 2006.*

Toutefois, la résistance des matériaux n'est pas la résistance des structures aux sollicitations passives et actives. Pour arrêter la structure d'un édifice il faut d'abord concevoir son équilibre global. Ce n'est qu'ensuite qu'il sera fait appel à la physique de la résistance des matériaux pour procéder au prédimensionnement et ainsi affiner l'organisation de cet équilibre global.

Les lecteurs qui souhaiteraient disposer d'information technique portant sur le calcul des structures et la résistance des matériaux pourrons se reporter notamment au premier chapitre de *Risque sismique et patrimoine bâti* du même auteur, Eyrolles, 2014. On trouvera par ailleurs des annexes librement téléchargeables à l'adresse du présent ouvrage sur le site de l'éditeur : www.editions-eyrolles.com.

Chapitre 1

LES PORTIQUES DE POTEAUX ET DE POUTRES

Construire simplement

Le mot « portique » peut désigner un support de balançoire pour enfants, un détecteur de métaux avant d'accéder aux transports publics, un jeu de poulies et de contrepoids en hôpital pour maintenir relevés un bras ou une jambe, voire les rails d'un pont roulant ou encore toute autre installation bien spécifique d'une fonction (Fig. 1.1a).





Figure 1.1

(a) *Un portique en protection d'une fouille*

(b) *Le portique dans l'Antiquité*

1.1 PRÉSENTATION

En archéologie (Fig. 1.1b), le portique est une galerie généralement ouverte sur l'une de ses deux longueurs, couverte par une charpente portée par des colonnes ou des piliers, comme l'était la *stoa* grecque. Qu'il ait été bâti dans l'Antiquité ou une époque plus récente, il porte souvent le nom du style qui dessine les chapiteaux, qu'il soit dorique, ionique, corinthien, toscan, composé ou autre.

Héritière d'un puissant retour aux ordres antiques, la Renaissance a dessiné les portiques en galeries parfois étagées au point d'en faire un élément de reconnaissance d'un style. L'architecture a depuis largement adopté le terme de « portique » pour qualifier des constructions sur piliers ou sur poteaux (Fig. 1.2a/b) avant de l'oublier au milieu du xxe siècle au privilège de l'expression restrictive de « poteau-poutre » (Fig. 1.2c à e). Il ne restait en effet plus beaucoup de relations entre la définition traditionnelle architecturale de ce terme et les forêts de poteaux et de poutres qui ont caractérisé certaines constructions depuis la vulgarisation de la fonte et du fer, puis de l'acier en emploi unique ou composé avec le béton.


(a)




(b)


(c)


(d)


(e)

Figure 1.2 Le portique de piliers puis de poteaux, et de poutres : (a) portique de piliers sous les tribunes du stade de Berlin (1933) ; (b) portique de colonnes en pierre à la porte de Brandebourg (Berlin, XIXe s.) ; (c) galerie néo-Renaissance de la fin du XIXe s. (Berlin) ; (d) portique de poteaux et de poutres au centre de Berlin (fin XXe s.) ; (e) portique de colonnes en béton sous un pont-rail (Berlin).

Les publications destinées aux architectes comme aux ingénieurs et techniciens du génie civil donnent des portiques un certain nombre de définitions marquées par les sciences du calcul. Elles visent à l'organisation compatible et performante de *barres* (murs, poteaux ou tenseurs) soumises aux concepts traditionnels de compression, de tension, de flexion, de cisaillement et de torsion, et de *nœuds* qui sont les liaisons des barres avec d'autres barres, encastrées ou articulées sous diverses formes.

L'expression « poteau-poutre » est aujourd'hui employée sous forme générique par les concepteurs de structures. Elle sous-tend ce qui relève des différents modes constructifs des portiques et le souci de libérer l'espace d'un encombrement structurel trop prégnant. D'une façon peut-être plus appropriée, le terme « ossature » remplace celui de « portique » lorsqu'il s'agit plutôt de petites portées. Les structures spéciales présentées dans *Les structures de hautes performances**, tout en étant issues pour certaines de l'invention des portiques au sens de la physique-mécanique, s'en différencient de façon plus spécifique au regard de leurs destinations. Le mot « portique » aurait-il vécu ?

** Même auteur, chez le même éditeur.*

1.1.1 NAISSANCE ET ÉVOLUTION DU CONCEPT DE PORTIQUE DE POTEAUX ET DE POUTRES

La tradition constructive des structures-poids intègre dans les murs maçonnés des éléments verticaux monolithiques ou constitués de pierres de dimensions plus importantes que celles qui composent les murs. Leur rôle est de raidir un assemblage de moellons hourdés ou pas, de pierres taillées ou de briques (Fig. 1.3). Reliés entre eux par une poutre, ces raidisseurs assurent la continuité de la stabilité du mur tout en permettant un évidement pour les portes et les fenêtres

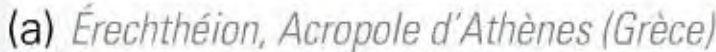

Figure 1.3 Les raidisseurs : le premier pas vers l'adoption de la structure en portique.

La systématisation de ces évidements (Fig. 1.4a) a permis d'inventer une galerie ouverte en substitution d'un mur, du moins sur trois côtés, le quatrième servant de butée (Fig. 1.4b à d). La recherche décorative ou un certain message éthique ou culturel se sont généralement emparés de cette découverte constructive (Fig. 1.4e) et nombre d'historiens en ont fait d'intéressants commentaires dans le registre de l'esthétique. L'accomplissement mais aussi la performance ont été de supprimer les organes de butée et de rendre autonome la stabilité des séries hypostyles, ce que les architectes du temple de Ségeste en Sicile avaient bien compris, la *cella* d'ancrage n'ayant jamais été édifiée. Cette invention scientifique sera reprise par la suite (Fig. 1.4f)*.

** L'étude de la stabilité du temple de Ségeste est publiée parmi les exemples sous le titre* Risque sismique et patrimoine bâti *(même auteur, même éditeur).*

Les monuments sont souvent les points d'orgue à une époque donnée d'un cheminement de la réflexion et de l'invention constructive, qu'ils savent magnifier pour les inscrire dans l'histoire de l'architecture. Ils font alors école et les matériaux les plus pauvres comme les programmes les plus simples s'en inspirent, renouvelant ainsi progressivement le dessin des villes.

Figure 1.4 La galerie ouverte sur au moins un côté : un deuxième pas vers l'adoption de la structure en portique.



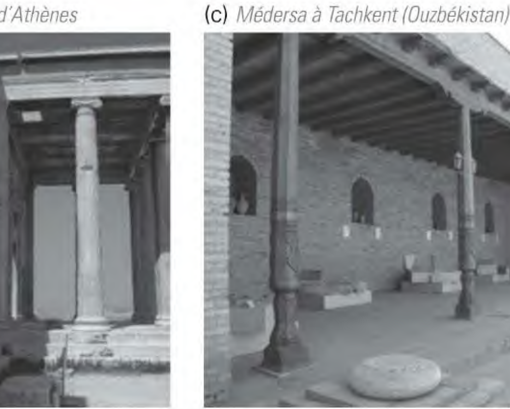
(a) *Érechthéion, Acropole d'Athènes (Grèce)*



(b) *Acropole d'Athènes*



(c) *Médersa à Tachkent (Ouzbékistan)*



(d) *Liaison péristyle/*cella *(Athènes)*



(e) *Érechthéion (Athènes)*



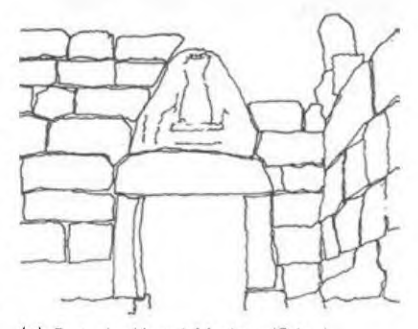
(f) *Parthénon (Athènes)*



1.1.2 TROIS INVENTIONS POUR CONTOURNER LES LOIS DE MASSE

Longitudinalement, le portique voulu pour un important percement de mur voit sa stabilité assurée par le serrage latéral des piliers. Transversalement, le manque relatif de matière (épaisseur) rend sa stabilité plus précaire. Seul

le poids et sa composante verticale compensent la faiblesse du calage. Le poids (c'est-à-dire la quantité de matière) reste cependant l'acteur principal de la résistance des poutres à la flexion et des piliers à la compression, ce qui dicte leurs dimensionnements (Fig. 1.5) : ce fut la première découverte.



(a) *Porte des Lions à Mycènes (Grèce)*



(b) *Porte dans le rempart de Mycènes*

Figure 1.5 Le rôle du poids dans la stabilisation du portique.

La deuxième invention est née d'une recherche de l'économie de mise en œuvre et, préalablement, des transports depuis les carrières et les ateliers de fabrication de briques en Perse, comme depuis les latomies de la Grèce antique telles que celles de Syracuse. Les transports étaient onéreux et mieux valait ne déplacer que les matériaux réellement utiles à l'édification, d'où la taille et le façonnage en carrière, c'est-à-dire la préfabrication.

Tous les éléments d'une structure peuvent se préfabriquer. Plus leurs dimensions sont modestes, plus il devient aisé de les transporter, certes, mais aussi de les entreposer sur le site et de les édifier ensuite. Toutefois, de petits matériaux ne permettent pas encore de franchir de grandes portées, car pour cela il faudra attendre l'invention de l'arc clavé. Il fallait cependant trouver le moyen d'alléger les charges portées par les poutres et l'idée a été de transférer les poids directement sur les piliers en minimisant le rôle du linteau. L'arc en encorbellement a permis de répondre à cette préoccupation (Fig. 1.6a), remplacé par la suite, du moins en Occident, par l'arc clavé nettement plus économique tout en permettant d'élargir les passages libres (Fig. 1.6b).



(a) *Arc en encorbellement (Mycènes, 1200 av. J.-C.)*



(b) *Arc clavé (Monsanto, Portugal, 1100 ap. J.-C.)*



Figure 1.6 L'arc, un moyen de reporter les charges sur les porteurs.

Cette invention n'est sans doute pas étrangère à celle de l'alignement vertical des percements dans les murs réduisant ainsi la charge portée par les linteaux. Une telle disposition constructive va caractériser des siècles d'architecture depuis l'expression vernaculaire (Fig. 1.7) jusqu'aux édifices prestigieux ou de masse, à laquelle se réfère toujours le dessin contemporain, même si le problème de la résistance du linteau à la flexion a été résolu par une meilleure élasticité des matériaux.



Figure 1.7 L'alignement des percements pour alléger les charges sur les linteaux, à Éphèse (Turquie).

Enfin, est à remarquer une troisième invention qui, pour modeste soit-elle à l'origine, a permis de protéger les linteaux de pierre d'un risque de rupture, leur flexibilité étant extrêmement faible : il s'agit de l'arc de décharge (voir chapitre 8, *Les structures-poids**). Cette technique est certainement née du monde vernaculaire. La figure 1.8a montre comment un linteau de fenêtre a été simplement protégé des descentes de charges trop importantes. Deux pierres en encorbellement au-dessus du linteau de la fenêtre centrale reportent les poids sur les extrémités de la poutre qui ensuite les concentrent respectivement sur les deux montants de la baie. La poutre de linteau ne porte pratiquement que son propre poids. L'alignement des percements précédemment mentionné est la disposition architecturale qui vient en appui de cette technique. Progressivement, l'arc de décharge s'est technicisé (Fig. 1.8b/c) puis architecturé (Fig. 1.8d).

* *Même auteur, chez le même éditeur.*

Figure 1.8 L'arc de décharge : une technique de protection du linteau trop rigide reportant les charges verticales sur les montants (photographies en région centre-est du Portugal).



(a) *XIIe siècle*



(b) *XIIe s.*



(c) *XVe s.*



(d) *XVIe s.*



Un traitement plastique des façades en est né, que la Renaissance mais surtout l'époque classique amèneront à un niveau de qualité d'expression très accomplie qui, comme toujours en architecture, se terminera dans le fac-similé (Fig. 1.9).



(a) *Versailles, parvis du château (Yvelines)*

Figure 1.9 L'arc de décharge devenu élément de modénature décorative architecturale.



(b) *Château de Mafra (Portugal)*



(c) *Château de Charles Quint à Grenade (Espagne)*



(d) *Angle de rue à Grenade*

1.1.3 DÉCOUVERTE DU RÔLE DES ARTICULATIONS

Une découverte considérable a permis d'assurer la stabilité des portiques aux charges dynamiques, en faisant des chapiteaux et des pieds de colonnes des articulations capables de dissiper l'énergie cinétique provenant des tremblements de terre ou des vents violents. Cette invention a été capitale pour la sécurité des canaux sur les ponts des aqueducs de la République romaine et surtout de l'Empire (Fig. 1.10a)*.

** L'étude de la stabilité des ponts-canaux sur les aqueducs de l'Antiquité est publiée parmi les exemples, sous le titre* Risque sismique et patrimoine bâti *(même auteur, même éditeur).*

Les grands portiques de l'Antiquité furent d'abord réalisés en bois. Les fûts des colonnes étaient monoblocs et compris comme étant indéformables. Bien que, au temple de Corfou, la pierre ait été substituée au bois pour la première fois, semble-t-il, les fûts furent toujours considérés comme ayant un comportement monolithique. Cette conception perdurera longtemps malgré les effets mécaniques des tremblements de terre dont le temple de Thésée sur l'agora d'Athènes porte toujours les stigmates (Fig. 1.10b/c). Les colonnades du temple sur l'acropole de Dougga en Tunisie en témoignent : elles sont toutes monolithiques sauf une qui est en deux parties, comme si son comportement aux charges dynamiques devait être analogue à celui des autres.

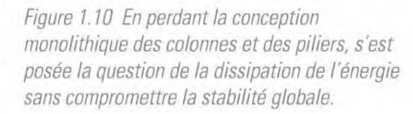
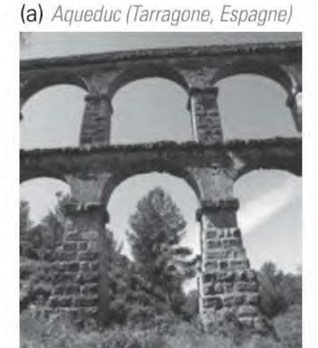


Figure 1.10 En perdant la conception monolithique des colonnes et des piliers, s'est posée la question de la dissipation de l'énergie sans compromettre la stabilité globale.

(a) *Aqueduc (Tarragone, Espagne)*



(b) *Temple de Thésée (Athènes)*



(c) *Cisaillement des colonnes*



Toutefois, il fallait que l'énergie soit dissipée avant d'atteindre le *tympan* du portique qui, sous l'effet d'un balancement, aurait pu se renverser en entraînant l'effondrement de tout ou partie de la charpente, comme en témoignent certains édifices du sanctuaire d'Agrigente (Sicile). Ce rôle fut dévolu aux chapiteaux (Fig. 1.11a) puis aux bases des colonnes qui, posées sur le stylobate, reçurent une assise façonnée pour assurer au mieux la fonction d'articulation, se substituant à la pierre d'assise plus rigide (Fig. 1.11b/c).

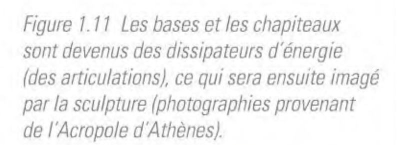


Figure 1.11 Les bases et les chapiteaux sont devenus des dissipateurs d'énergie (des articulations), ce qui sera ensuite imagé par la sculpture (photographies provenant de l'Acropole d'Athènes).

(a)



(b)



(c)



Si les liaisons articulées (chapiteaux et bases) des porteurs à leurs assises (périmètre de la *crépis*) et aux poutres (architraves) avaient pour rôle de dissiper une partie de l'énergie avant qu'elle n'atteigne la partie haute de l'édifice, ce n'était cependant pas suffisant. Le porteur (la colonne) monolithique n'apportait pas sa contribution par manque d'élasticité de la pierre. L'adoption des *tambours* devait compenser le manque de souplesse (la raideur *k*) non pas en apportant de l'élasticité, le matériau restant le même, mais en permettant leur glissement latéral, mouvement dissipateur d'énergie, en jouant le rôle de fusibles successifs. Il restait possible, après un tremblement de terre plus important que les autres, de ré-axer les tambours (rappel, Fig. 1.10c).

1.1.4 DE LA DÉCOUVERTE DE L'ÉLASTICITÉ DES MATÉRIAUX À LA GESTION DE LA RIGIDITÉ DES STRUCTURES

Le XIXe siècle a fait basculer bien des siècles de conception constructive des portiques en pierre, et d'une architecture qui en dépendait, vers l'appropriation de l'élasticité d'un nouveau matériau, le fer qui deviendra l'acier. À peine plus tard, la chimie inventait les colles, augmentant considérablement les comportements du bois (lamellé-collé), tout comme elle inventait les composites qui permettront prochainement de faire du verre et des synthétiques des composants structurels courants.

En intégrant l'élasticité des matériaux, la conception constructive allait entraîner une redynamisation de l'invention architecturale qui ressassait par trop un passé révolu. La période des cathédrales gothiques en Occident comme celle des structures souples en bois, en Asie, avaient déjà ouvert des portes, mais elles ne seront vraiment revisitées que dans la seconde moitié du XIXe siècle.

(a) *Selon Viollet-le-Duc*





(b) *Medina del Campo (Espagne)*





(c)



(d)

Figure 1.12 Oser un seul poteau encastré au sommet ou encastré en pied : (a et b) deux époques et la même recherche du pilier unique ; (c et d) équipements en piliers uniques sur le site de la foire de Lisbonne.

Le portique peut se contenter d'un seul poteau comme l'avaient osé les architectes de l'époque gothique dans certaines salles capitulaires ou dans certains transepts techniques, ce que reprendra Calatrava récemment à la gare de l'Orient à Lisbonne (Fig. 1.12a/b). Le principe constructif étant acquis et compris, l'architecture peut alors en exiger les performances tout comme de tout temps elle a valorisé l'objet en soignant le détail et notamment celui des liaisons. Dès lors s'est ouverte une voie chaque fois plus large dans la recherche de la performance (Fig. 1.12c/d), celle qui marque une époque et parallèlement un pouvoir exprimé d'ailleurs de tout temps dans les « grands chantiers ».

Le portique a pu aussi accéder à la performance des grandes portées dont G. Eiffel sera l'un des pionniers avec les ponts dont il a équipé nombre de réseaux viaires et ferroviaires, alliant les articulations et l'élasticité des matériaux. L'acier, en composition avec les bétons, allait à son tour inventer un matériau dont les performances mécaniques ont autorisé aussi bien l'audace (Fig. 1.13) que le minimalisme économique des usines et des entrepôts, des locaux sociaux ou des bureaux.



Figure 1.13 Pont sur le canal de Corinthe (Grèce).

L'image 1.12c montre qu'un seul poteau porteur est possible à condition qu'il soit encastré en pied. L'image 1.13 montre qu'une grande portée est possible à condition que la poutre puisse se déformer sous l'action de charges statiques ou dynamiques sans rompre ses liaisons aux porteurs : il s'agit de liaisons articulées. Il existe en effet une relation d'interdépendance entre les concepts d'encastrement et d'articulation, ce qui est le premier fondement de la stabilité des portiques. L'art de l'architecte est de comprendre cette relation et d'en faire autre chose qu'une traduction purement technique, soit en la montrant par le « détail d'architecture », soit en la faisant oublier (Fig. 1.14).



Figure 1.14 Auvent en terrasse de bar, à Lisbonne.

Le deuxième fondement de l'invention d'une architecture de portiques est la gestion de la vulnérabilité aux charges statiques comme aux charges dynamiques ; il repose sur l'élasticité des matériaux et ouvre les réflexions portées par le calcul et souvent vérifiées par l'observation des effets des vents violents et des tremblements de terre. Il concerne les poteaux qui vont répondre à deux comportements très éloignés l'un de l'autre. Il s'agit, d'une part, des *porteurs courts* (Fig. 1.15a/b), conception à l'origine de nombre de désastres sous charges dynamiques : ces poteaux (ou ces murs) sont interrompus à chaque niveau soit par un plancher soit par une poutre, et sous une force appliquée horizontalement ils se mettent en accordéon, changeant de direction d'inclinaison à chaque interruption de leur linéarité mécanique, à la manière des dents de scie. D'autre part, les *porteurs longs* (Fig. 1.15c/d) sont en revanche ininterrompus sur toute la hauteur des édifices et oscillent sur leur axe de façon homogène, apportant aux immeubles la souplesse qui permet d'amortir les effets des charges dynamiques.



(a) *Immeuble à Chania (Crète)*



(b) *Cour du palais de Charles Quint à Grenade*



(c) *Immeuble à Stuttgart*



(d)

Figure 1.15 (a, b) Porteurs courts (interrompus à chaque niveau). (c, d) Porteurs longs (non interrompus sur toute leur longueur).



Figure 1.16 Lisbonne.

Le troisième fondement est celui de la stabilité globale. La contrefiche sert essentiellement à qualifier une intersection (un nœud) et en particulier à encastrer, c'est-à-dire à raidir la liaison de deux pièces entre elles (par exemple, une poutre avec un poteau ou un mur). Elle est un appoint de stabilité aux structures en pierre, en maçonnerie ou en bois. L'histoire de la construction montre comment, en s'allongeant et en reliant un pied de poteau et l'extrémité d'une poutre dans un plan donné, cette contrefiche est devenue une *barre de contreventement* (Fig. 1.16). L'étape suivante a été la *triangulation globale* de la structure en reliant dans un volume donné poutres et poteaux dans les trois dimensions. Une nouvelle étape est en passe d'être atteinte, quand la même géométrie permet deux fonctions différentes réunies en une seule, celle des porteurs et celle des portés : la spire.

Trois fondements de la conception des portiques vont en assurer les performances :

- la coordination des liaisons (les nœuds) des poutres (ou des planchers) avec les poteaux (ou les murs) : articulation ou encastrement ;
- l'élasticité des porteurs : courts ou longs ;
- la stabilité globale de la structure en ses trois dimensions : contreventement du plan, triangulation du volume ou spire.

1.2 NAISSANCE ET INVENTION D'UNE ARCHITECTURE DE POTEAUX ET DE POUTRES

1.2.1 DÉCOUVERTE DU PREMIER PRINCIPE ÉLÉMENTAIRE DE STABILITÉ SOUS L'ACTION DES CHARGES VERTICALES ET HORIZONTALES, ET RÉPONSE ISOSTATIQUE

Les dolmens ont été conçus comme des systèmes isostatiques simples, c'est-à-dire avec un minimum de matériaux utilisés au maximum de leurs performances (Fig. 1.17a). La pierre étant un matériau très raide, seule la loi de masse était applicable et chaque constituant devait être placé au bon endroit. Il arrivait que les portées de la dalle, dans une direction ou une autre, risquent de créer un mouvement de balancier sur des piliers plus fragiles et qu'il faille compléter le système d'un support complémentaire, rendant le mode hyperstatique, c'est-à-dire doté d'un apport géométriquement abondant (Fig. 1.17b).

La dalle de couverture devait être autoportante et avait également à supporter la masse de remblais qui protégeaient la tombe de toute agression (Fig. 1.18a/b). Les piliers répondaient à deux fonctions : l'une était la prise en charge directe du poids à supporter (*P*) ; l'autre était celle du mouvement latéral potentiel (*F´*, *F˝*) dû aux vibrations naturelles du terrain et aux variations des surcharges en fonction des modifications de densité et de volume. Celles-ci étaient liées aux données climatiques telles que l'eau d'imprégnation et le gel, voire aux effets progressifs et aléatoires de l'érosion. À cette pression horizontale était opposée une réaction (*F1*) elle-même composante qui, associée au poids à supporter (*P*), donnait une résultante (*R1*) inclinée vers l'intérieur de la tombe et butant la dalle en lui imposant un effort de compression (Fig. 1.18c).

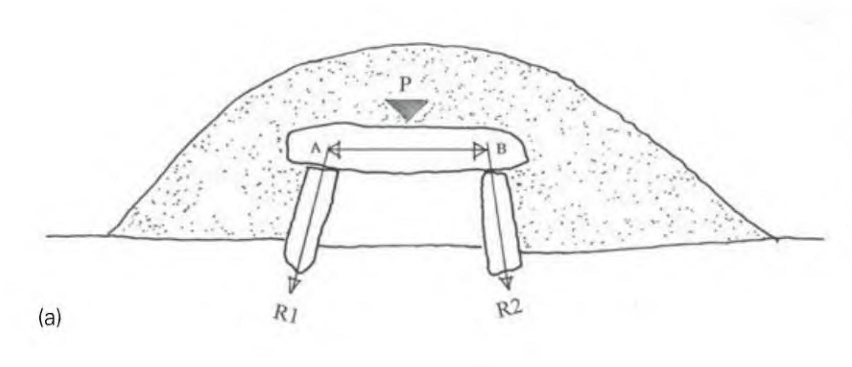


(a) *Saint-Fort-sur-le-Né (Charente)*

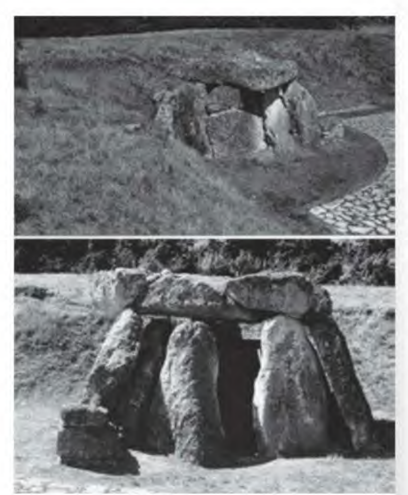


(b) *Bagneux, près de Saumur (Maine-et-Loire)*

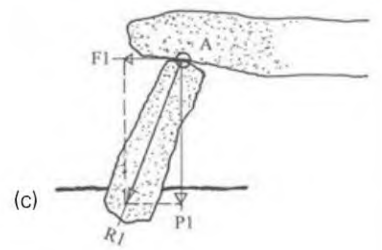
Figure 1.17 Le dolmen, un édifice de structure minimaliste.



(a)



(b) *En Castille (Espagne)*



(c)

Figure 1.18 Organisation de la stabilité d'une table de dolmen.

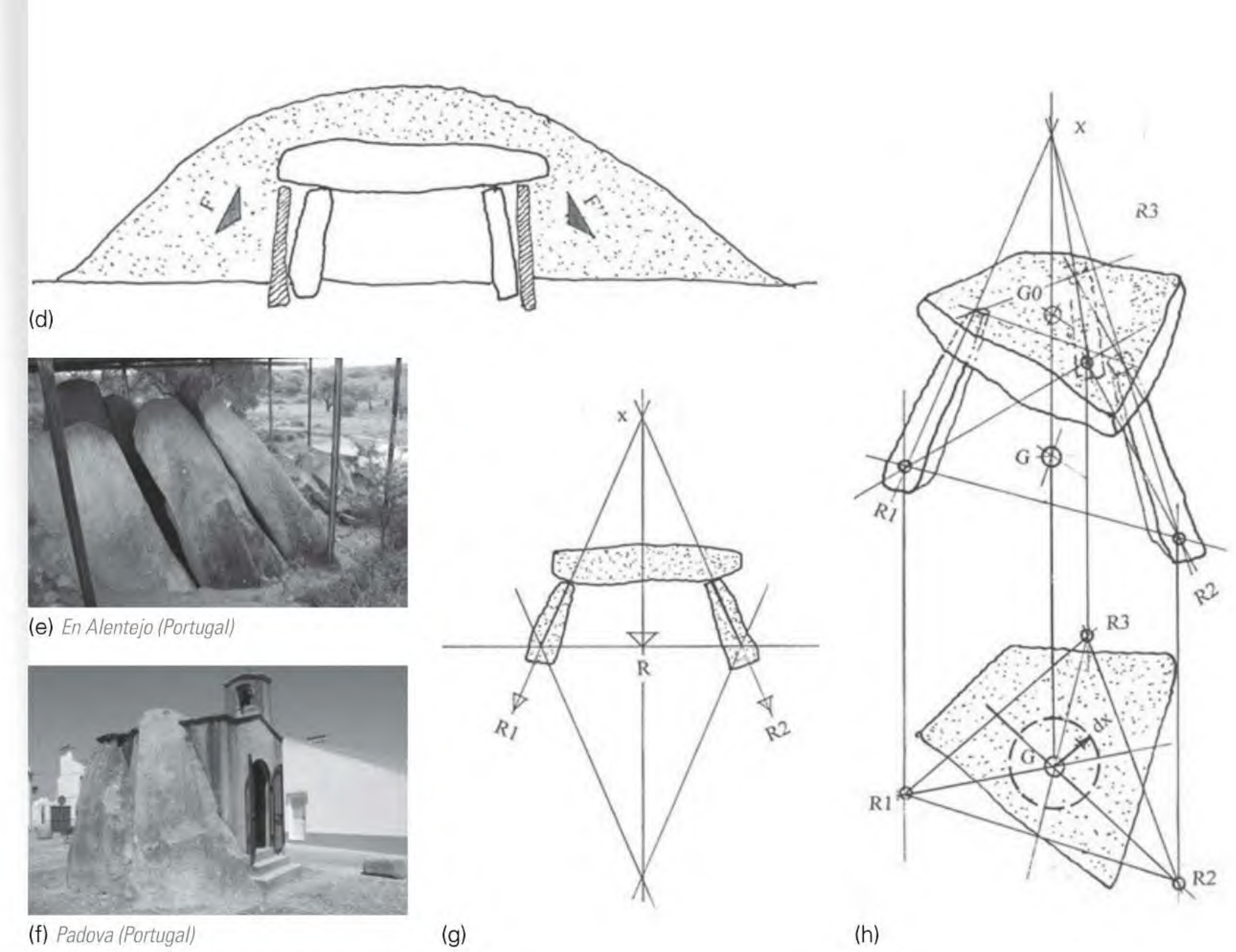


Figure 1.18 (suite) Organisation de la stabilité d'une table de dolmen.

Une fois la dalle stabilisée et la liaison piliers/dalle calée pour éviter tout glissement (les piliers ne peuvent être considérés comme encastrés dans le sol), était monté un mur de clôture pour protéger l'intérieur de la tombe (Fig. 1.18d). Certains dolmens ont utilisé ce mur de clôture comme porteur de la dalle (Fig. 1.18e/f) mais peu sont restés intègres en raison de la démultiplication des réactions aux efforts (effet hyperstatique). Chaque pilier avait ainsi un axe et leurs concours se faisaient en un point (Fig. 1.18g) dont la projection sur le plan tombait théoriquement au centre (G) du plan de sustentation (Fig. 1.18h). Ce point était le centre du cercle de torsion au-delà duquel la stabilité ne pouvait plus être assurée.

C'est ainsi que, bien des millénaires avant notre ère, étaient jetées les premières bases de la stabilité des ouvrages.

Du point de vue de la conception architecturale, devoir rechercher l'équilibre statique a amené les bâtisseurs à raisonner en termes de symétrie des efforts, ce qui s'est traduit dans les formes. Les grands ouvrages comme les plus modestes adoptèrent cette composition qui fit école durant de nombreux siècles. Une idéologie de l'équilibre et de la puissance est venue se greffer sur cette « symétrie » qui s'installa ainsi dans la durée (Fig. 1.19).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 1.19 Équilibre statique et symétrie des efforts, traduction architecturale : (a) ruines romaines à Belmonte (Portugal) ; (b) château de Chambord (Loir-et-Cher) ; (c) le Parlement, siège du pouvoir politique à Berlin (Allemagne) ; (d) nouvelle basilique Notre-Dame de Fátima (Portugal).

1.2.2 DÉCOUVERTE DU DEUXIÈME PRINCIPE ÉLÉMENTAIRE DE STABILITÉ SOUS L'ACTION DES CHARGES HORIZONTALES : LA GESTION DES RAIDEURS PAR LES LIAISONS

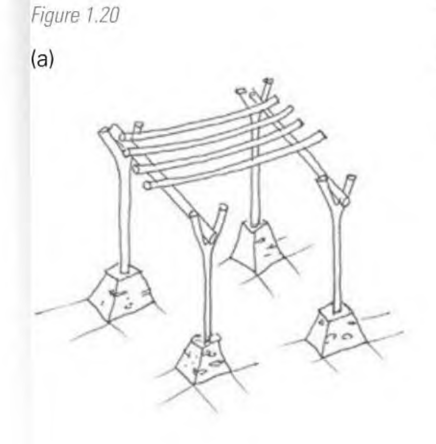
Préalable : Il faut différencier la capacité de déformation d'un matériau de celle d'un édifice. Pour un matériau, il est préférable de parler de son élasticité (E) et une définition quantifiée en est donnée dans le chapitre 1 du livre *Risque sismique et patrimoine bâti* (même auteur, chez le même éditeur). En œuvre, sa raideur (k) participe du niveau de rigidité (K) de l'ensemble de l'édifice. L'organisation de l'adaptabilité d'un bâtiment aux sollicitations dynamiques peut être appelée ***la gestion des raideurs***.

Les premiers bâtiments civils construits à partir de poteaux et de poutres étaient en bois. Même si l'observation de la nature laissait comprendre que certains bois disposaient d'une meilleure capacité à reprendre leur position initiale après les sollicitations du vent (élasticité), les outils disponibles ne permettaient pas de découper les troncs et les branches au point d'en exploiter au mieux leur souplesse en œuvre (k). Les poteaux comme les poutres étaient en taille massive (découpe), souvent surdimensionnée, et

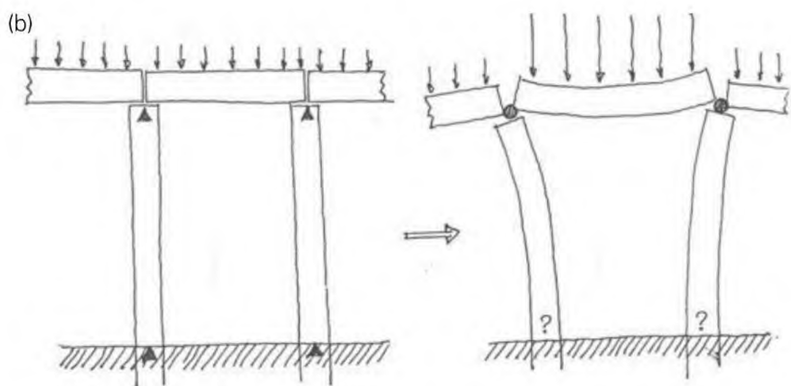
leur résistance aux déformations ne pouvait être observée. En revanche, il fallait assembler ces matériaux et chacun savait que les liaisons conféraient une certaine fragilité aux édifices (Fig. 1.20). Pour cette raison, l'attention s'est portée davantage sur la qualité des assemblages (les nœuds) que sur la mise en œuvre de la souplesse des poteaux et des poutres (les barres). Les barres étant considérées comme étant plutôt raides, il appartenait aux nœuds de donner à l'édifice la souplesse qui lui permettait de résister aux vents violents et aux tremblements de terre, c'est-à-dire aux pressions dynamiques.

Figure 1.20

(a)



(b)



Si l'âge du bronze a permis de fabriquer des armes et des roues, il a aussi initié des outils comme la scie, la hache, le marteau, les coins et les petites pioches. La pierre et la brique se sont substituées au bois, donnant naissance à certains grands édifices de la Perse et de l'Égypte d'abord, de la Grèce et de l'Empire romain ensuite (Fig. 1.21). Plus tard, la découverte du fer, et particulièrement de son trempage bien que déjà connu pour les armes, donna de la performance à ces outils.

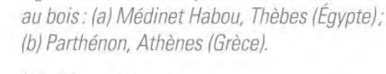
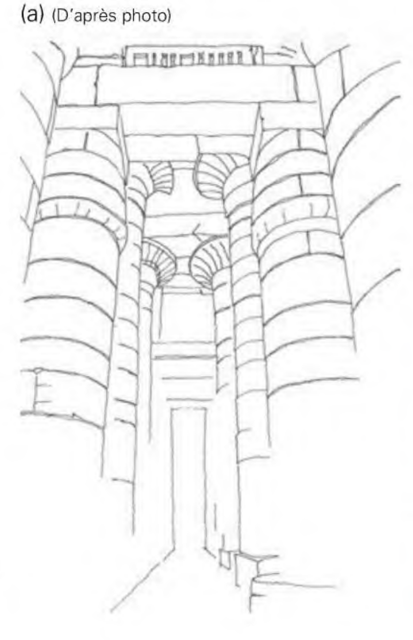


Figure 1.21 Quand la pierre se substitue au bois : (a) Médinet Habou, Thèbes (Égypte) ; (b) Parthénon, Athènes (Grèce).

(a) (D'après photo)



(b)



Les besoins de magnificence ont eu recours aux taux de compression de la pierre et notamment des marbres qui, non fissurés, sont bien supérieurs à ceux des bois même quand ils étaient chargés à Byblos (Liban). Les édifices sont devenus plus vastes mais surtout plus élevés. Ils étaient également incombustibles, ce qui les promettait à l'Histoire.

En revanche, plus un édifice est élevé et plus il est soumis à des mouvements oscillatoires importants. Ces mouvements sont produits par l'énergie cinétique due aux vents, aux mouvements des sols et parfois à l'action anthropique. Rappelons que les piliers, les fûts des colonnes, les architraves, les linteaux, les poutres (les barres) étant réputés sans élasticité, cette énergie devait être dissipée par les liaisons (les nœuds) afin de protéger l'ensemble de l'édifice des effets des oscillations (les ruptures, l'usure rapide par les frottements, voire les renversements).

C'est ainsi que les constructions furent progressivement considérées comme des touts et non comme une accumulation de parties. Chaque élément de structure ne travaille pas seul, mais en collaboration avec les autres et la réaction de l'édifice est globale, chacun assurant une partie du comportement et étant indispensable. Il s'agit d'un raisonnement isostatique.

Vers 480 av. J.-C., était édifié le temple de Ségeste en Sicile. Pour des raisons financières tout comme politiques, semble-t-il, seul le péristyle a été mis en œuvre (Fig. 1.22a). Antérieurement comme postérieurement d'ailleurs, la construction d'un temple (comme celle d'un ouvrage civil de quelque importance) commençait par le noyau, la *cella* et ses annexes éventuelles dont l'*adyton*. Les colonnades venaient buter sur les murs intérieurs par l'intermédiaire de poutres de transfert, ce qui assurait une grande partie de leur stabilité (rappel, figure 2.4d). A Ségeste, la *cella* n'a jamais été édifiée. Les colonnades du péristyle ont donc dû être conçues de façon remarquablement équilibrée pour résister à deux mille cinq cents ans de tremblements de terre, dont la magnitude fréquente est de 5,4 (échelle ouverte de Richter) mais peut atteindre 6. De plus, ce temple a été implanté sur un éperon rocheux, ce qui a laissé ses concepteurs encore plus attentifs à la gestion de sa rigidité, ne serait-ce qu'en raison de l'effet de site (Fig. 1.22b). Une telle conception a certainement fait école, surtout quand le Parthénon a été réédifié dans sa forme actuelle vingt ans plus tard.

(a) *L'édifice dans son site rocheux*



Figure 1.22 Le temple de Ségeste (Sicile).

(b) *Mouvements de déformations réactives*



De concevoir un édifice comme un tout n'est évidemment pas arrivé instantanément. La prime Antiquité considérant porteurs et portés comme très rigides, toute la réflexion va donc d'abord se concentrer sur les liaisons, éléments très structurels. Les constructeurs avaient intégré l'idée qu'un bâtiment doit être capable d'osciller pour réagir aux sollicitations dynamiques. Osciller, certes, pour recevoir la pression mais aussi pour en stocker l'énergie puis la dissiper avant de reprendre sa position initiale. Il fallait donc que les liaisons assurent cette exigence, c'est-à-dire qu'elles soient articulées. Une articulation n'est pas une rotule. Son mouvement est partiellement brimé dans les trois directions avec des valeurs variables selon la réaction globale souhaitée. En mécanique, ceci s'appelle gérer les degrés de liberté d'une liaison.


(a)

Là n'était pas l'approche la plus simple car il fallait intégrer la notion d'inertie globale. Un bâtiment a *a priori* une meilleure inertie dans le sens de sa longueur que dans celui de son épaisseur, à condition qu'il soit de structure homogène. La *stoa* comme toute autre conception de galeries n'est pas de structure homogène puisqu'il y a toujours au moins un mur, sinon deux ou trois, sur lequel les poutres portées par les poteaux viennent s'appuyer. La partie la plus souple de l'édifice est donc dans l'enfilade des poteaux et le rôle de l'articulation va être de contrôler le mouvement dans son plan, d'où le dessin de la liaison des poutres aux porteurs que l'on retrouve encore fréquemment au Moyen-Orient (Fig. 1.23).


(b)


(c)


(d)

Figure 1.23 Le chapiteau, une articulation : (a) abri de fouilles en Thessalie (Grèce) ; (b) médersa à Tachkent (Ouzbékistan) ; (c) couvent en Crète ; (d) galerie à Shahrisabz (Ouzbékistan).

La photo 1.23d montre une traduction technique récente puisqu'elle date du XVIIIe siècle, qui a traversé le temps et qui fut largement adoptée par l'architecture minérale : l'articulation conçue pour assurer la meilleure réaction dynamique dans le sens du plan d'enfilade n'est plus adaptée lorsque la galerie n'a plus que deux murs adjacents ou, qui plus est, un seul mur, voire plus du tout, ce qui était le cas des *pronaos*. En effet, la poutraison qui n'est plus bloquée sur trois côtés a besoin de réagir dans les deux directions du plan, en se mettant en rotation horizontale d'où la présence d'une seconde articulation placée en dessous et de forme conique inversée. La monumentalité des chapiteaux de la Perse antique va exprimer cette solution technique qui fait collaborer deux fonctions : le balancement dans le

sens de l'inertie minimale et la rotation horizontale (Fig. 1.24a). L'époque classique grecque allait relire cette exigence technique dans les différents styles sculpturaux des chapiteaux avec le tailloir et son support dorique, ionique ou corinthien (Fig. 1.24b à d). En revanche, elle a fait des deux pièces superposées une seule assumant les deux fonctions, ce qui était une innovation.

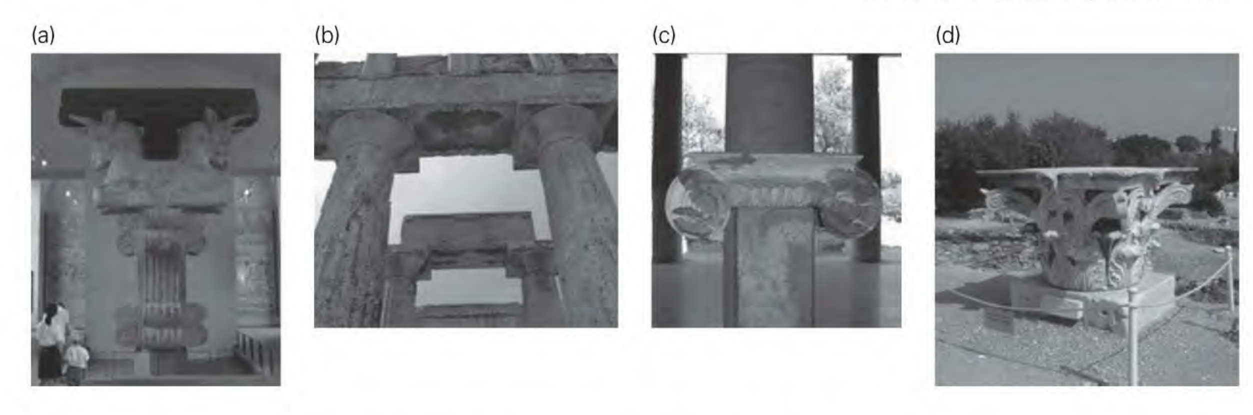

(a) (b) (c) (d)

Figure 1.24 Le chapiteau, une articulation : (a) chapiteau assyrien ; (b) chapiteau dorique ; (c) chapiteau ionique ; (d) chapiteau corinthien.

La compréhension du rôle d'articulation des liaisons allait traverser les siècles et les ponts-canaux sur les aqueducs romains n'auraient certainement pas pu être réalisés sans cette donnée technique. Si l'architecture civile jusqu'à la fin de l'empire romain devait quelque peu oublier cet élément, l'adoption quasi généralisée du béton n'y étant pas étrangère, l'époque byzantine y eut à nouveau recours pour assurer une partie de la stabilité des coupoles. En Occident, l'époque romane essaiera de partager articulation et *tas de charge* pour résoudre le problème de la stabilité des voûtes des bâtiments religieux les plus emblématiques (Notre-Dame-du-Port à Clermont-Ferrand, Notre-Dame-la-Grande à Poitiers ou N.-D. à Orcival par exemple). En revanche, il revient aux cathédrales des temps gothiques d'avoir poussé au maximum la conception des voûtes sur articulations, qu'elles soient d'arêtes où de type anglais dit en éventail (Fig. 1.25a à c),


(a)


(b)

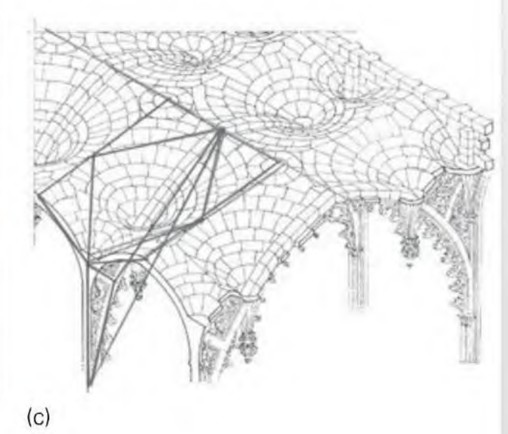

(c)

Figure 1.25 D'une liaison articulée à une architecture d'articulations.


(d)


(e)


(f)


(g)

Figure 1.25 (suite) D'une liaison articulée à une architecture d'articulations.

allant jusqu'à mettre en œuvre des systèmes à trois, voire quatre articulations*. L'époque classique succédant à la Renaissance restée assez indifférente à cette technique reprendra progressivement le concept qui deviendra indissociable de la réalisation des portiques dès le début de l'ère industrielle (Fig. 1.25d à g).

* *Voir le chapitre 1 du livre* Les structures de hautes performances.

Ce qui vient d'être évoqué concerne les liaisons des poutres avec les poteaux. Est-ce à dire que, dans un portique, toute poutre doit être articulée sur un poteau ? Qu'en est-il de la liaison des pieds de poteaux avec les fondations ou avec tout autre support ?

Il est une règle générale de stabilité : lorsqu'une poutre est articulée sur un poteau, celui-ci doit être encastré en pied, et inversement. Cette règle vient des temps où les poteaux porteurs n'avaient que peu d'élasticité, les liaisons devant assurer pratiquement seules, rappelons-le, la réaction dynamique des édifices. Ainsi les pieds d'une table sont-ils encastrés dans le plateau et libres ou articulés à leur base tandis que les pieds des poteaux des téléphériques sont encastrés dans le sol et libres ou articulés en leurs sommets. La section suivante introduira un atout structurel relativement récent même s'il a été recherché voici longtemps : l'élasticité des matériaux, qui nuancera la règle générale évoquée.

Encastrer un pied de poteau

Les structures-poids (évoquées dans le livre *Les structures-poids*) avaient leurs murs et leurs piliers simplement posés sur le sol porteur. Elles étaient peu sensibles aux pressions horizontales auxquelles elles opposaient des poids souvent considérables. De plus, le poids jouait souvent le rôle d'encastrement en pied. En revanche, une structure en portique comporte peu de matière et son poids est faible au regard des besoins de résistance aux pressions statiques comme dynamiques. Lorsqu'une poutre est articulée sur un poteau, le poteau ne résiste correctement au flambement (pour partie) et au renversement que s'il est encastré en pied, c'est-à-dire si sa

base fait corps avec l'indéformabilité de son assise. La technique d'encastrement des poteaux adoptée aujourd'hui est d'enfoncer la base dans le sol jusqu'au refus, ce qui se pratique avec des pieux en béton armé et plus récemment avec certains aciers. Le poteau fait corps avec le sol lui-même indéformable (voir chapitre 4, *Les structures-poids*). Chacun comprend qu'il s'agit d'une mise en œuvre onéreuse qui s'adresse donc pour l'essentiel aux grands édifices.

Articuler un pied de poteau

La règle générale veut que la stabilité d'un édifice de taille modeste soit assurée si les pieds des porteurs sont articulés quand la poutre la plus élevée qu'ils supportent y est encastrée. Or, les architectures hypostyles légères portent les poutres de façon articulée sans savoir encastrer les pieds des porteurs… quand les pressions ne sont que verticales. La solution a été de buter les portiques soit par des murs périphériques (*stoa*, galeries), soit par des murs d'appuis (*cella*, noyaux). Plus récemment, les concepts de barres et de nœuds portés par des matériaux plus légers et plus élastiques ont introduit le successeur de la butée : le contreventement, qui consiste à bloquer le pied de poteau pour l'empêcher de se déplacer tout en lui laissant son rôle d'articulation et donc de dissipateur d'énergie. C'est ainsi qu'une pierre de stylobate est devenue une base de colonne réagissant en cône (rappel, Fig. 1.11b/c) ou qu'un pied de poteau en bois posé sur une pierre a été dessiné pour réagir également au mieux en cône (Fig. 1.26).



Figure 1.26 Pied de poteau articulé.

Ce paragraphe retrace rapidement l'histoire des questions qui se sont posées aux constructeurs du passé alors qu'ils ne disposaient que de matériaux simples, d'un outillage artisanal assez rudimentaire et que la physique-mécanique n'en était qu'à ses balbutiements. Plus avant seront traitées des solutions contemporaines sur l'ensemble des liaisons.

1.2.3 DÉCOUVERTE DU TROISIÈME PRINCIPE ÉLÉMENTAIRE DE STABILITÉ SOUS L'ACTION DES CHARGES DE PROVENANCES DIVERSES : LA GESTION DES RAIDEURS PAR L'ÉLASTICITÉ DES MATÉRIAUX

Si les architectes-ingénieurs de l'Antiquité grecque tenaient un savoir hérité de l'époque proto-hellénistique quand les constructions étaient en bois massif de fortes sections, dès le VIII[e] s. av. J.-C. et à plus forte raison à l'époque classique il est difficile de penser qu'ils n'avaient pas observé que les matériaux disposaient d'une capacité élastique propre et que cette caractéristique pouvait entrer dans la gestion des raideurs. Cette connaissance était d'autant plus évidente qu'ils construisaient en régions de sismicité connue et que les effets sur les murs et sur les colonnes

(notamment sur celles qui étaient constituées de tambours) y étaient manifestes (Fig. 1.27).

Figure 1.27 Effets des tremblements de terre sur les temples de l'Antiquité grecque : le déplacement des tambours des colonnes par cisaillement.

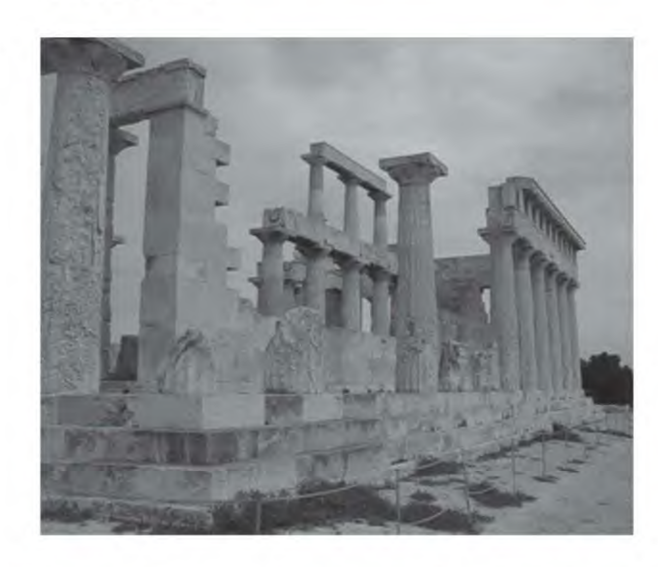
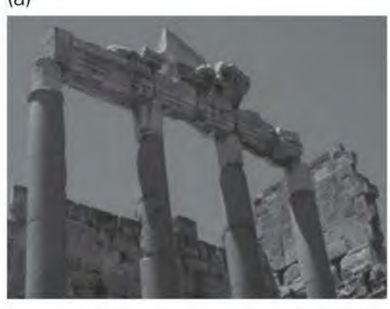


Figure 1.28 Architecture grecque au Liban (site de Baalbek).

(a)



(b)



Le peuple grec était aussi un peuple de la mer et ses bateaux étaient en bois. Les publications sur l'histoire de l'architecture navale insistent sur la connaissance qu'avaient les charpentiers des niveaux de souplesse des différentes essences qu'ils utilisaient en fonction de leurs positions dans les bâtiments.

On peut penser que les architectes de cette époque avaient quelques notions de l'élasticité mais qu'ils ne voyaient pas comment la mettre en œuvre, le seul matériau qu'ils utilisaient, le calcaire, étant de nature très raide. Toutefois, ils ont adopté deux techniques palliatives. L'une est celle des agrafes qui reliaient les pierres entre elles. Les agrafes furent d'abord en bronze puis en fer serti dans du plomb pour absorber les dilatations. Cette technique se perpétua jusqu'à la fin de l'époque classique de notre ère. L'autre technique est celle du remplacement des fûts monolithiques, trop susceptibles au cisaillement (Fig. 1.28a) – mais également de façonnage et de convoiement trop difficiles comme en témoigne le monolithe de Baalbek (Fig. 1.28b) –, par des tambours posés à joints vifs et axés sur des tenons (Fig. 1.28c à e).

(c)



(d)



(e)



Certains se sont risqués à invoquer la forme architecturale, et notamment celle des coupoles, pour contrer les actions des tremblements de terre et des tempêtes, en en limitant les effets. Ces coupoles étaient réalisées d'un assemblage de petits matériaux hourdés au mortier d'argile. Les briques séchées ou cuites, hourdées, ont la propriété de se mettre en articulation les unes par rapport aux autres comme les vertèbres d'une colonne vertébrale. Les voûtes de l'époque gothique ont très largement exploité cette propriété mécanique. Elles ont assemblé des matériaux de calcaire de dimensions modestes et parfois de piètre qualité, selon une géométrie éprouvée par l'Orient et poussée au paroxysme de ses performances (Fig. 1.29a).

Ce très rapide brossage de quelques solutions permettant d'intégrer la souplesse des porteurs à la gestion des raideurs laisse entrevoir l'alternance entre les techniques et les recherches architecturales. Que ce soit en Asie où le bois régnait en maître, en Orient avec les briques ou en Occident avec le calcaire, les chercheurs ont de tout temps essayé d'utiliser l'élasticité des matériaux soit par la taille, soit par des astuces d'assemblage. L'entrée dans l'ère industrielle devait apporter des réponses plus simples en inventant des matériaux de forte élasticité intrinsèque, comme les aciers, les bétons, les colles des bois, bientôt le verre et déjà aujourd'hui les composites. Ces matériaux ont révélé des possibilités constructives chaque fois plus performantes et dont les principes maintenant calculés étaient connus mais difficilement accessibles. Ils ont permis un renouvellement de l'architecture, libérée d'un incessant retour au passé que seule portait la décoration (portiques encastrés en pied, Fig. 1.29b ; portiques articulés en pied, Fig. 1.29c ; systèmes mixtes, Fig. 1.29d).

Figure 1.29 La gestion des systèmes articulés.

(a)



(b)



(c) *L'invention*



(d) *14 000 ans d'architecture*



1.3 STABILITÉ DES OUVRAGES RÉCENTS ET CONTEMPORAINS EN MILIEU ISOTROPE

L'histoire de la construction a longtemps confiné la conception des liaisons des structures en portiques à une solution principale qui était d'encastrer les poutres dans les têtes des poteaux; les contreventements en bois permettaient des variantes en encastrant soit les pieds des poteaux, soit leurs sommets, soit les deux. Il s'agissait d'un mode de mise en œuvre très spécifique et souvent lié à la réalisation de structures de petites dimensions comme le sont les murs en bois et torchis ou les colombages d'une façon générale, par exemple. Les matériaux à moyenne et forte élasticité vulgarisés à partir du milieu du XIXe siècle ont libéré ces limites et les portiques ont progressivement adopté la combinaison de leurs trois atouts fondamentaux: la coïncidence du centre d'équilibre (barycentre des masses) et du centre de torsion de l'édifice (barycentre des torsions), la gestion des raideurs à partir des liaisons des poutres et des poteaux, et la gestion des raideurs à partir de l'élasticité des matériaux.

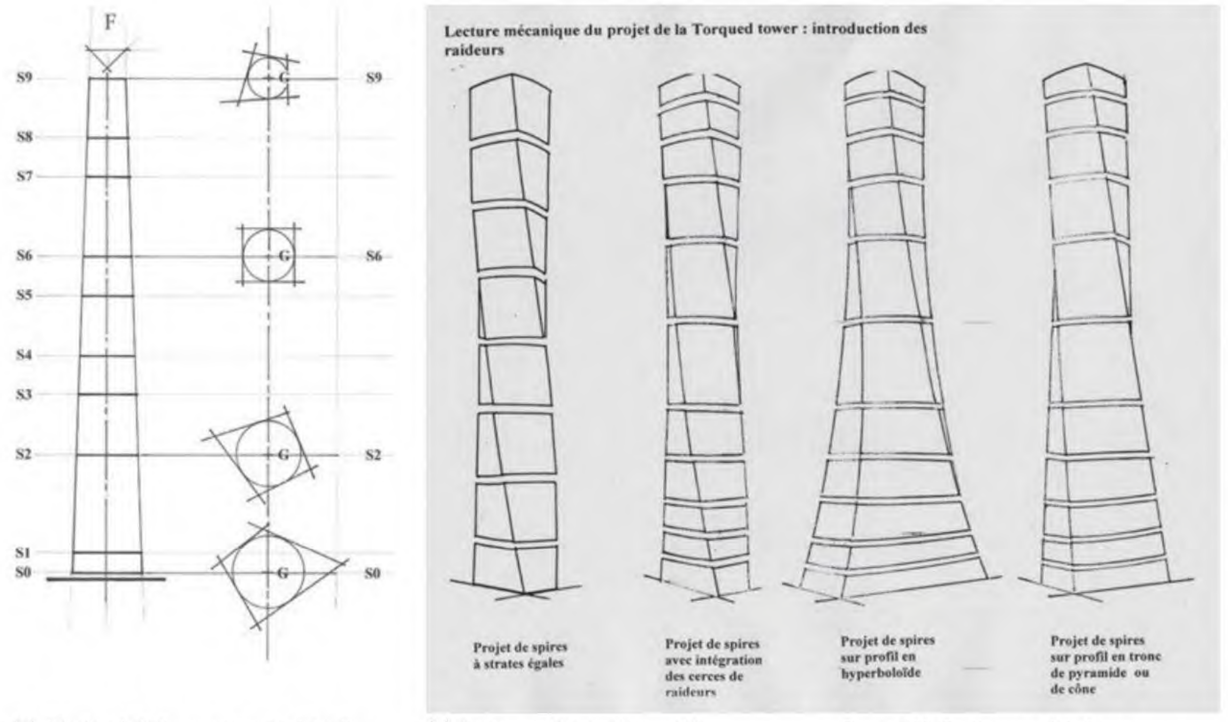
1.3.1 DÉFORMATIONS ET CONCEPTION DES POTEAUX ET DES POUTRES, COMPORTEMENT SOUS LES CHARGES VERTICALES

Cette première section examine les déformations des poteaux et des poutres sans tenir compte des liaisons qui les unissent.

1.3.1.1 Barycentre des masses ou centres de gravité à chaque niveau, et plan de sustentation

Il a déjà été fait allusion au plan de sustentation à propos des dolmens, c'est-à-dire au plan de projection de la stabilité d'un édifice. Il en est fait ici un rappel avant d'en expliquer ultérieurement le fond, dans les sections consacrées à la stabilité sous l'effet des charges dynamiques. Quelles que soient les hauteurs entre les étages et la forme des plans et des volumes, il faut que la résultante des barycentres des masses (G) de chaque plan (S0 à S9) tombe à l'intérieur du cercle (éventuellement de l'ellipse ou de l'ovale dans le cas de charges dynamiques de direction constante) qui tangente les côtés du plan au sol (Fig. 1.30a). À l'époque où les matériaux n'avaient que peu d'élasticité, ce centre de gravité devait se situer dans le tiers central de la base de l'édifice. Aujourd'hui, l'élasticité des matériaux et de leurs liaisons permet d'approcher aux limites de la projection (Fig. 1.30b).

Précédemment, il a été compris que le fonctionnement mécanique d'un immeuble devait être homogène. Dès lors, s'il est fondé sur le sol (fondations superficielles), son comportement est celui d'une boîte posée; s'il est fiché en sol (fondations profondes), son comportement est celui d'un poteau en console. Le mode « boîte » concerne plutôt des immeubles de conception



(a) *Principe de l'alignement vertical des G* (b) *Lecture architecturale possible*

Figure 1.30 Quelle que soit la forme des planchers à chaque niveau, leurs barycentres des masses (G) doivent s'aligner sur une verticale.

traditionnelle comme le sont les structures-poids et les structures modestes en portiques ; le mode « console » concerne plutôt les moyennes et grandes structures en portiques et certaines structures spéciales sur fondations profondes.

1.3.1.2 Les poteaux

Les manuels d'initiation à la résistance des matériaux et des structures demandent aux poteaux deux conditions de résistance aux charges verticales qu'ils doivent descendre.

L'une, la plus élémentaire, concerne la compression, c'est-à-dire la résistance à l'écrasement. Symétriquement dans quelques cas, ces mêmes poteaux doivent résister aux efforts de tension auxquels certains matériaux répondent, tels que l'acier et certains composites, notamment pour permettre des réactions oscillatoires (Fig. 1.31).

L'autre condition concerne la résistance au flambage, cette capacité mécanique et géométrique à ne pas s'incurver ou à ne pas se rompre sous l'effet des pressions verticales. Un poteau articulé à ses deux extrémités recevant une pression verticale au sommet commence par se cintrer puis, passée une limite de non-retour (limite ultime d'élasticité), il se rompt (Fig. 1.32, croquis à gauche) ou au moins se déforme de façon irréversible (phase plastique). S'il est encastré en pied, le dévoiement se fait au sommet et

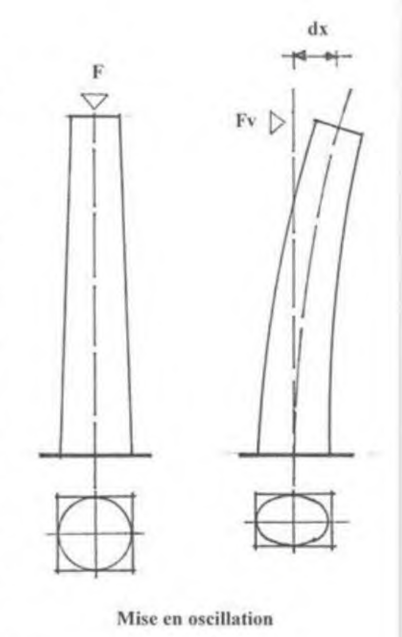
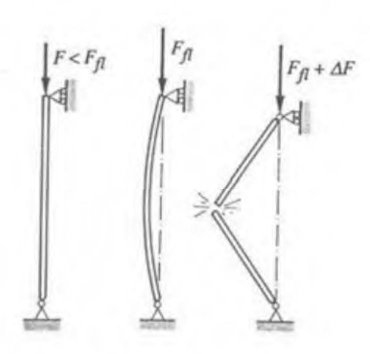


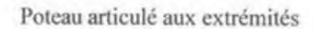
Figure 1.31

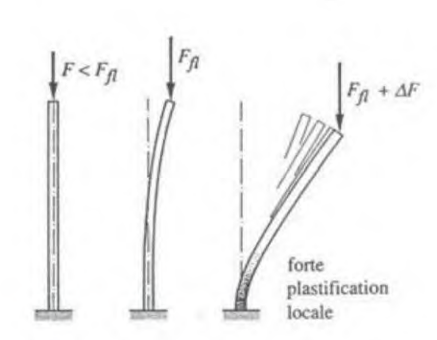
une exagération de la charge verticale le conduit à la plastification de la base (Fig. 1.32, croquis à droite). L'observation puis les calculs ont établi des coefficients affectés à la longueur du poteau selon ses modes de liaisons aux extrémités. Les croquis de la figure 1.33 montrent les déformations dont un poteau est l'objet, avec le coefficient affecté dans chacun des quatre cas de figure. Il s'agit d'un comportement en milieu isotrope.

Figure 1.32 (D'après M.-A. Studer et F. Frey, *Introduction à l'analyse des structures*, PPUR, 1999.)

Comportement des poteaux sous charges verticales

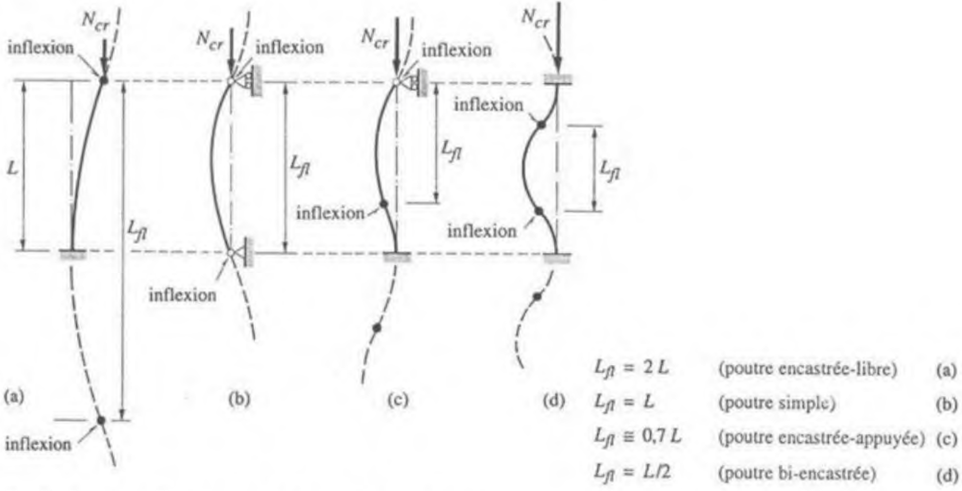






Poteau encastré à une extrémité et articulé à l'autre

Figure 1.33 (D'après M.-A. Studer et F. Frey, *Introduction à l'analyse des structures*, PPUR, 1999.)



Coefficients pondérateurs sur la longueur considérée d'un poteau en fonction de ses liaisons aux extrémités

Pour les milieux de type anisotrope, ces coefficients sont difficilement applicables et il est plutôt utilisé la méthode dite *du calcul aux éléments finis*. Pour augmenter la résistance aux différentes formes de flambage, chaque matériau capable de dessiner un poteau a inventé sa propre technique dont les principes sont présentés sur la figure 1.34 : (a) pour renforcer la

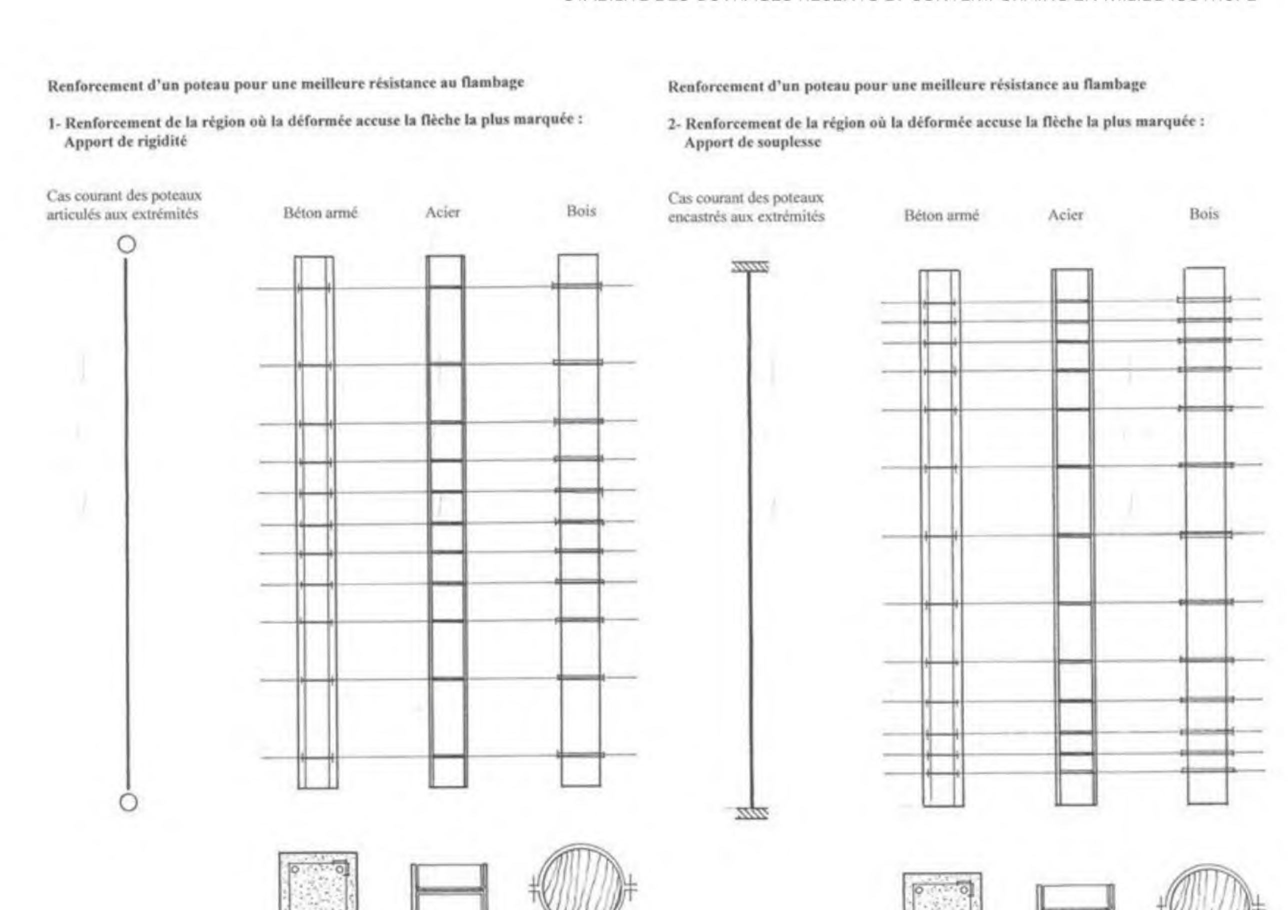


Figure 1.34 Positions des renforcements selon que le poteau soit articulé à ses deux extrémités (a) ou soit encastré à ses deux extrémités (b).

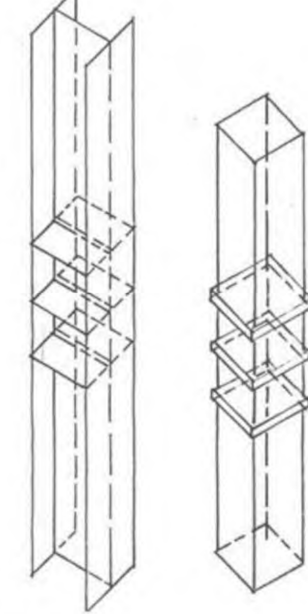
protection contre le cintrage (flambage ou flambement) en frettant la partie centrale, et (b) pour renforcer la raideur par le frettage aux extrémités (ou à l'une d'elle). Ces apports de frettes (ou de cerces) permettent de raidir ponctuellement le poteau sans modifier sa géométrie initiale. Évidemment, on ne saurait fretter de façon indépendante la partie centrale et les extrémités sans donner une rigidité trop importante au poteau qui perdant toute élasticité se comporterait en « monolithe », reportant les besoins de souplesse de l'ensemble de l'immeuble aux seules liaisons.

Selon les matériaux, ces renforcements ont dicté et dictent toujours un traitement architectural. Ainsi, la protection contre les effets du flambage dans le cas d'articulations aux extrémités d'un poteau (Fig. 1.35a/b) a inventé une architecture qui se réinterprète avec des matériaux plus performants mais aussi des techniques appropriées aux effets plastiques souhaités (Fig. 1.35c à f). Le pont-canal sur l'aqueduc romain de Mérida a utilisé des arcs anti-flambage en brique pour assurer sa stabilité (Fig. 1.35c) alors qu'à Athènes l'ancienne mosquée a été équipée de cerces rapportées pour raidir ses colonnes (Fig. 1.35d). Parallèlement, le renforcement des encastrements en partie haute a inventé un traitement architectural longtemps basé sur le

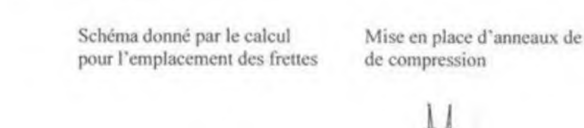
triangle avec des matériaux possibles en milieu anisotrope (Fig. 1.36a à d) et aujourd'hui sur d'autres techniques en milieu homogène (Fig. 1.36e).

(a)

Béton armé Acier Bois



(b) **Traduction architecturale du frettage d'un poteau articulé à ses extrémités**



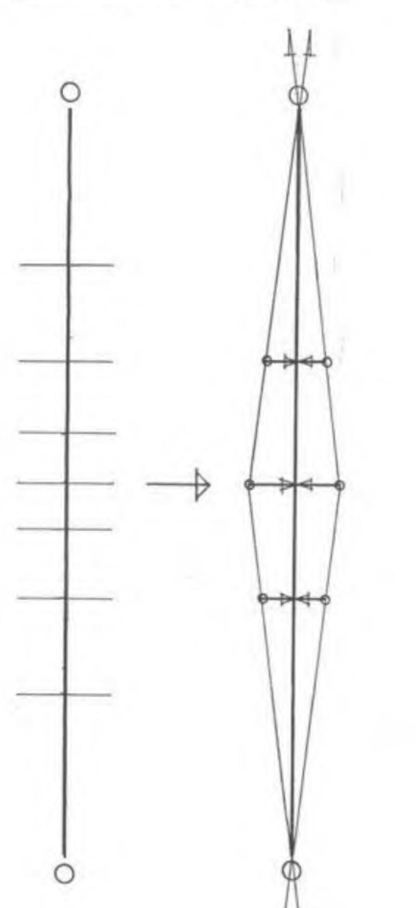


Figure 1.35

(a, b) Schémas des renforcements lorsque le poteau est articulé à ses deux extrémités.

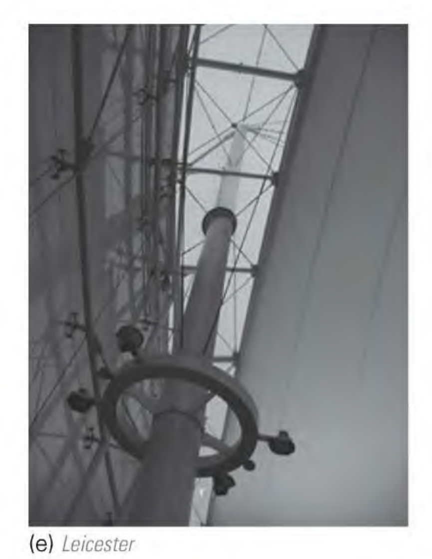
Traduction architecturale des renforcements : (c) arcs antiflambage sur le pont-canal de Mérida ; (d) cerces rajoutées sur les colonnes de l'ancienne mosquée d'Athènes.


(c) *Mérida (Espagne)*



(d) *Athènes (Grèce)*





(e) *Leicester*



(f) *Bilbao (Espagne)*



(g) *Leicester*

Figure 1.35 (suite) Traduction architecturale des renforcements : (e) anneau de contrainte et tenseurs acier sur les poteaux d'un gymnase à Leicester ; (f, g) les planchers des immeubles jouent le rôle des cerces de renforcement.



(a) *Séville (Espagne)*



(b) *Monastère en Roumanie*



(c) *Paris*





(d) *Bucarest (Roumanie)*



(e) *Hôpital de Stuttgart*

Figure 1.36 Poteaux articulés à leurs extrémités. (a à d) L'encastrement au sommet des poteaux en maçonnerie est réalisé à l'aide d'arcs (triangulation en plan), les arcs antiflambage et les planchers servant de cerces de renforcement. (e) À l'inverse, les poteaux de l'hôpital de Stuttgart sont encastrés en pied et les liaisons aux poutres sont articulées.

1.3.1.3 Les poutres

Aux poutres, il est demandé de transformer quatre types principaux de sollicitations et d'acheminer la résultante sur les poteaux afin que ceux-ci en descendent les charges vers les fondations.

Le premier type, et le plus fréquent, est de recevoir des charges verticales ponctuelles ou réparties de façon uniforme. Dans un bâtiment courant, il est rare qu'une charge ne soit pas uniformément répartie. Cette réception déforme la poutre selon une flèche orientée vers le bas quand les poids à supporter sont au-dessus, et vers le haut lorsqu'elle subit un effort de soulèvement (ce qui est le cas pour les bâtiments ouverts et durant les chantiers). À charge égale, si cette poutre est articulée à ses extrémités, sa flexion est plus importante (Fig. 1.37a/b) que si elle est encastrée à ses extrémités (Fig. 1.37c/d). Dans ces deux cas à section de poutre constante, la flèche maximale se situe au milieu de la poutre.

Si une poutre peut être encastrée à une extrémité et libre à l'autre, elle porte le nom de console. La flèche est alors considérée à son extrémité libre (Fig. 1.37e à f).

En mécanique, généralement, les effets du poids propre des matériaux sont presque négligeables au regard des efforts de torsion auxquels ils sont soumis. La localisation précise de ces efforts est alors essentielle pour calculer leurs vecteurs. En revanche, dans le bâtiment comme souvent dans les travaux publics, c'est très souvent le contraire. Ainsi la surcharge d'occupation d'un plancher est-elle souvent moins importante que le poids du plancher, de la structure qui le porte et des pressions du vent. Pour cette raison, les charges portées sont réputées uniformément réparties et il est exceptionnel qu'une charge ponctuelle soit prise en compte en un emplacement précis, fusse-t-elle roulante. De ce fait, les croquis présentés ne prennent en compte que les charges uniformément réparties.

Enfin, si cette même poutre est encastrée à une extrémité et articulée à l'autre, la flèche sera déportée vers l'extrémité articulée (Fig. 1.37h). Le cas est peu fréquent en construction neuve ; une telle situation rendrait le comportement du portique non homogène, ce qui poserait des problèmes un peu difficiles en mécanique mais encore plus difficiles en architecture ; en effet, le dessin de la poutre amènerait à un certain surdimensionnement handicapant lorsque les hauteurs habitables sont limitées. En revanche, il se rencontre très souvent dans les bâtiments existants surtout lorsqu'ils ont fait l'objet d'adjonctions.

Le deuxième type de sollicitations est une variante du précédent. De façon classique, les charges sont appliquées sur l'axe longitudinal vertical de la poutre. Toutefois, cette charge peut n'être appliquée que sur la moitié du plan de la poutre. De la même façon, une poutre peut être posée en biais comme c'est souvent le cas pour les pannes des charpentes. Dans ces cas, il y a flexion déviée et la poutre présente un déversement. Pour y remédier, ou bien son inertie sera augmentée en prenant en compte l'axe d'appui dévié, ou bien le déversement de la poutre sera compensé par une force de rappel opposée (généralement, un fer plat mis en tension).

La troisième est d'ordre purement mécanique et se réfère à la capacité élastique (*E*) du matériau constituant la poutre et valorisée par le profil de sa section (*I*) (qui peut être identique sur toute la portée ou à géométrie variable). Sous l'effet de vibrations provenant du vent, des tremblements de terre, de travaux voisins ou des mouvements des surcharges d'occupation (parking, planchers d'usine et autres), il revient à la poutre d'amortir

https://www.GCAlgerie.com/

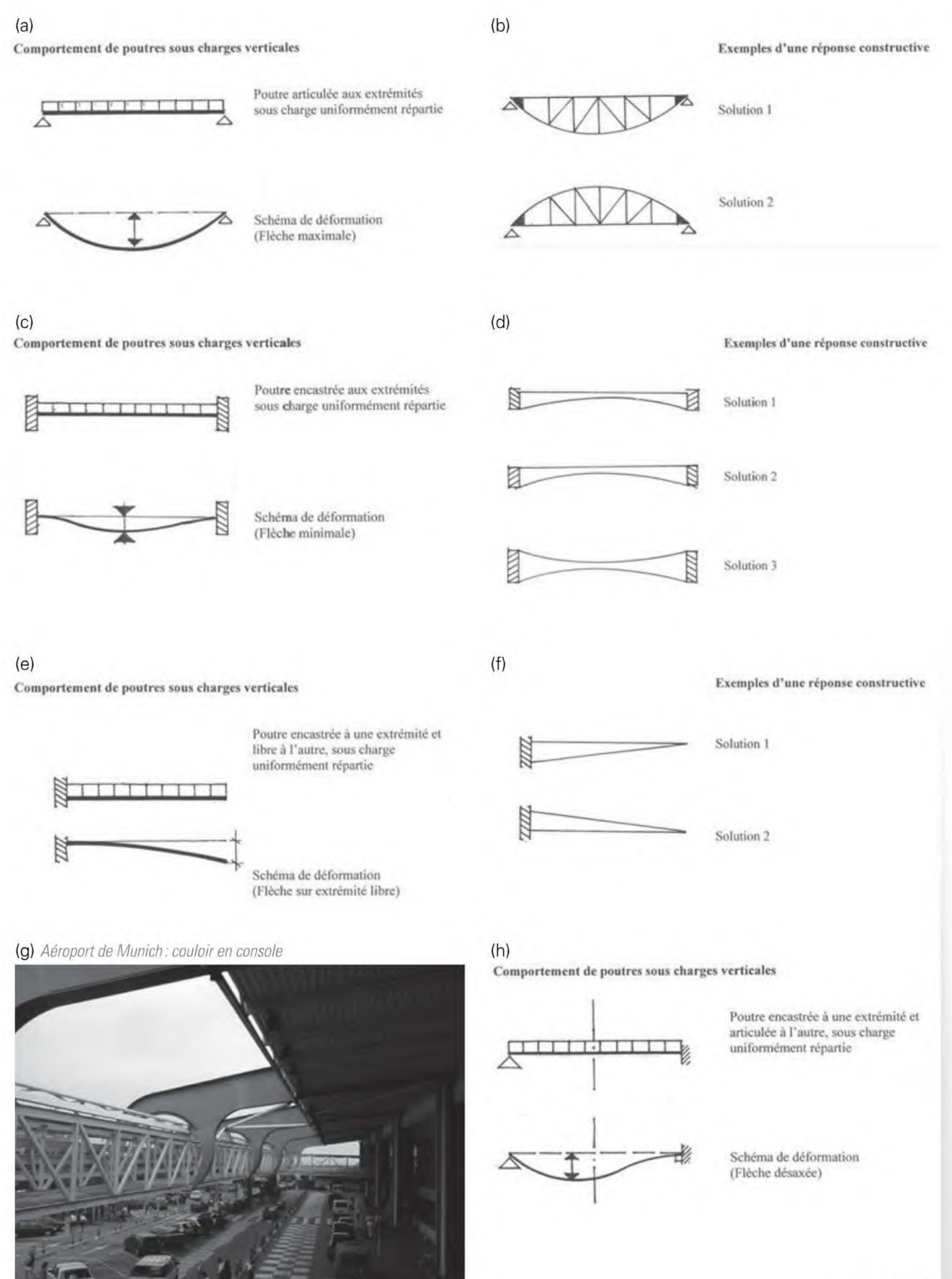

(a)
Comportement de poutres sous charges verticales
Poutre articulée aux extrémités sous charge uniformément répartie
Schéma de déformation (Flèche maximale)
(b)
Exemples d'une réponse constructive
Solution 1
Solution 2
(c)
Comportement de poutres sous charges verticales
Poutre encastrée aux extrémités sous charge uniformément répartie
Schéma de déformation (Flèche minimale)
(d)
Exemples d'une réponse constructive
Solution 1
Solution 2
Solution 3
(e)
Comportement de poutres sous charges verticales
Poutre encastrée à une extrémité et libre à l'autre, sous charge uniformément répartie
Schéma de déformation (Flèche sur extrémité libre)
(f)
Exemples d'une réponse constructive
Solution 1
Solution 2
(g) *Aéroport de Munich : couloir en console*
(h)
Comportement de poutres sous charges verticales
Poutre encastrée à une extrémité et articulée à l'autre, sous charge uniformément répartie
Schéma de déformation (Flèche désaxée)

Figure 1.37

les oscillations avant de transmettre les efforts résultants sur les poteaux. Pourquoi vouloir cet amortissement ? Si la poutre n'amortit pas ou, mieux, ne dissipe pas totalement les vibrations, celles-ci seront prises en charge par les liaisons aux poteaux qui sont les pièces les plus fragiles d'un portique.

Le quatrième type de sollicitations est la mise en compression ou/et en tension horizontale sous l'effet des pressions reçues en bout des poutres. Les charpentes et les planchers sont les pièces indiquées pour recevoir ces efforts et devoir les amortir ou les dissiper. L'origine est généralement due aux vents. Elle peut être due aux collisions d'un bâtiment sur un autre au moment d'un tremblement de terre si les joints de rupture ne sont pas suffisamment larges (voir Eurocode 8).

Ces quatre sollicitations génèrent la flèche de la poutre (ou du plancher qui est une poutre plate). La flèche maximale supportable par une poutre la dessine suivant sa « déformée ». Cette déformation est source d'invention architecturale avec deux lectures qui souvent coexistent.

L'une en appelle à la géométrie et consiste à dessiner la poutre selon sa « contre-déformée », c'est-à-dire une géométrie symétrique de celle de la déformée par rapport à l'axe de la poutre. Cette décision n'est pas anodine puisqu'elle contraint le dessin d'architecture lui-même. La figure 1.37b propose deux solutions dans le cas d'une poutre sur deux articulations. La figure 1.37d propose trois solutions pour une poutre encastrée à ses extrémités. La figure 1.37f propose deux solutions dans le cas d'une console (exemple de traitement : passerelle suspendue à l'aéroport de Munich, Fig. 1.37g). Quant au cas où une poutre est encastrée à une extrémité et articulée à l'autre, il n'est pas proposé de solutions, celles-ci étant très nombreuses. Ces schémas ont fui toute idée de catalogue et il revient au concepteur d'apporter des réponses architecturales adaptées aux exigences de contre-déformation des poutres. Par exemple et pour initier l'imaginaire du lecteur : un fusil de chasse est-il une poutre sur deux articulations, l'une à une extrémité (la crosse) et l'autre au niveau de la prise du canon ? une poutre encastrée à une extrémité et articulée à la prise du canon ? une console ? une poutre articulée ou encastrée à une extrémité avec un appui intermédiaire servant d'encastrement au bout du canon qui se comporte en console ? Ce fusil a un dessin qui répond à une fonction et à sa mise en œuvre. Si tous les fusils de chasse respectent le même comportement mécanique pour assurer leur stabilité, leurs dessins (leurs traductions architecturales) divergent aux adaptations physiologiques et aux détails esthétiques près.

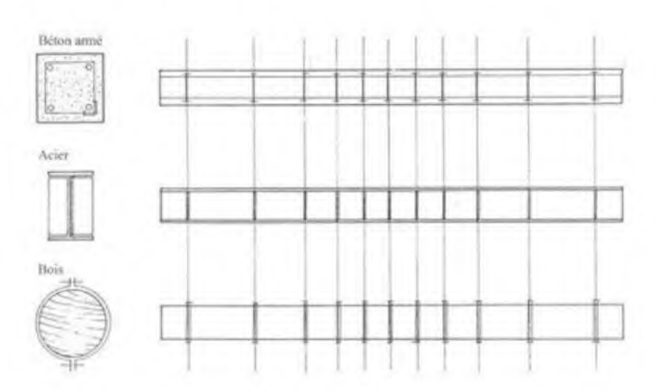
L'autre a recours à la mécanique du frettage. Il s'agit d'apporter des raideurs là où elles sont nécessaires pour renforcer une poutre sans changer sa géométrie. La figure 1.38a situe l'emplacement des raideurs pour minimiser l'effet de flèche en partie centrale, lorsque la poutre est articulée à ses

Renforcement d'une poutre pour une meilleure résistance à la flexion

**1- Renforcement de la région où la déformée accuse la flèche la plus marquée
Apport de rigidité**

Cas courant d'une poutre
articulée à ses extrémités



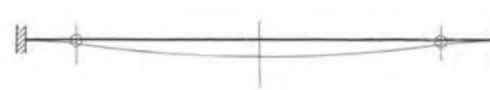


(a)

Renforcement d'une poutre pour une meilleure résistance à la flexion

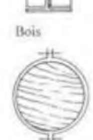
**2- Renforcement de la région où la déformée accuse la flèche la plus marquée
Apport de souplesse**

Cas courant d'une poutre
encastrée à ses extrémités









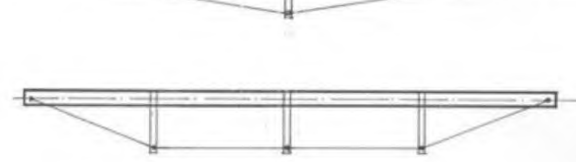


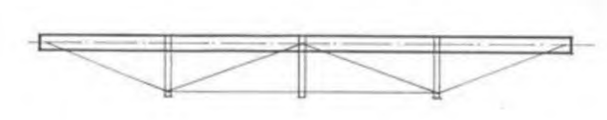
(b)

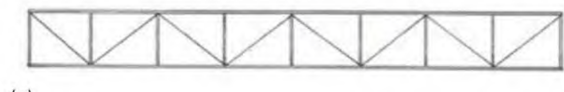
Figure 1.38 Positions des renforcements selon que la poutre soit articulée à ses deux extrémités (a) ou encastrée à ses deux extrémités (b).

**De la poutre pleine au treillis plan
Lecture technique et traduction architecturale
Exemple**

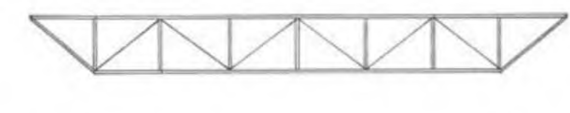


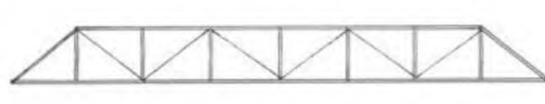






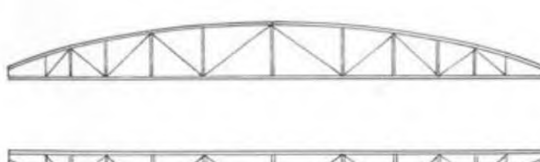
(a)

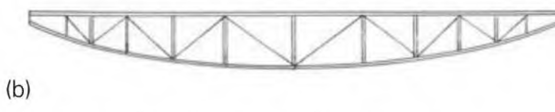












(b)

Figure 1.39 (a) De la déformée au treillis plan. (b) Traductions architecturales par les déformées.

extrémités. La figure 1.38b apporte des frettes aux extrémités pour conforter l'encastrement de la poutre et de ce fait diminuer la flèche. Comme pour les poteaux, on ne saurait fretter de façon indépendante la partie centrale et les extrémités sans donner une rigidité trop importante au poteau qui, perdant son élasticité, se comporterait en « monolithe » reportant les besoins de souplesse de l'ensemble de l'immeuble aux seules liaisons.

Une solution plus indépendante de celles qui ont été présentées précédemment en appelle aux « treillis ». Cette technique n'est pas propre aux seules poutres. Elle concerne également les poteaux (pour image : les poteaux de distribution électrique en moyenne et haute tension). Ce système sera développé plus avant. Toutefois, les croquis de la figure 1.39 montrent comment

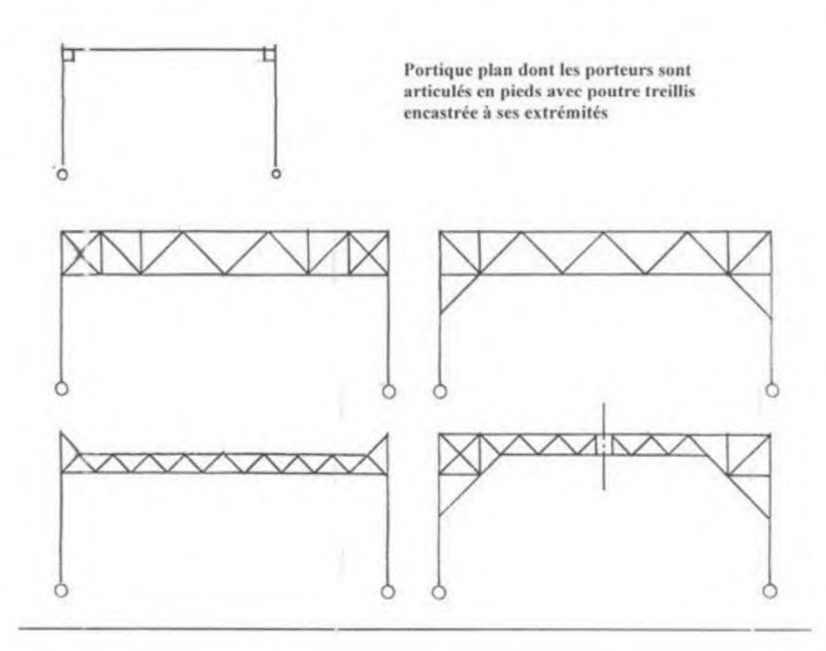
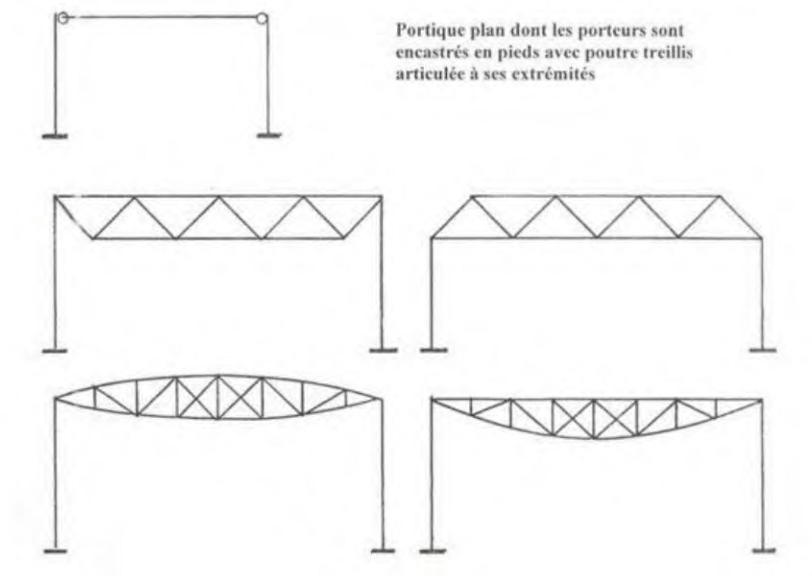


Figure 1.40

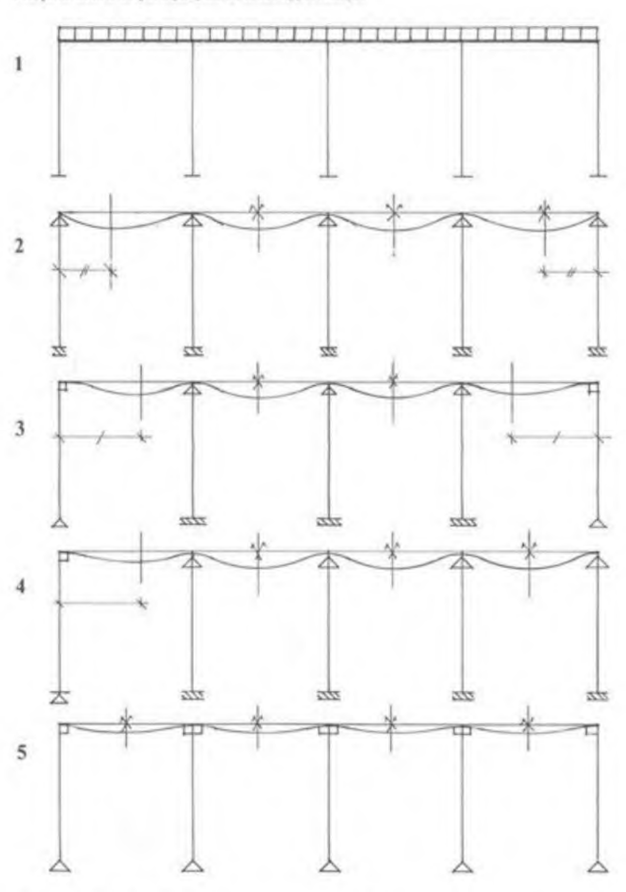


une poutre articulée à ses extrémités et uniformément chargée est soumise à déformation et peut exploiter le système en treillis pour donner une réponse constructive avec ses conséquences architecturales.

Se pose le problème de la liaison d'une telle poutre avec les poteaux porteurs. La figure 1.40 différencie les deux modes de liaisons, avec encastrements (croquis du haut) ou articulations (croquis du bas). Les déformations sont très différentes, ce qui n'est pas non plus sans incidences sur la traduction architecturale.

1.3.1.4 Mode hyperstatique

Pour un portique simple, la construction de deux poteaux et d'une poutre est un mode isostatique (chaque élément est indispensable) ; il en est de même d'une console encastrée à une extrémité. En revanche, rajouter des poteaux intermédiaires pour limiter la hauteur des poutres, la section des poteaux ou pour faciliter un dessin de toiture fait passer l'ensemble en mode hyperstatique (les éléments de structure sont surabondants) (Fig. 1.41).



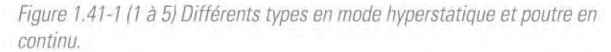


Figure 1.41-1 (1 à 5) Différents types en mode hyperstatique et poutre en continu.

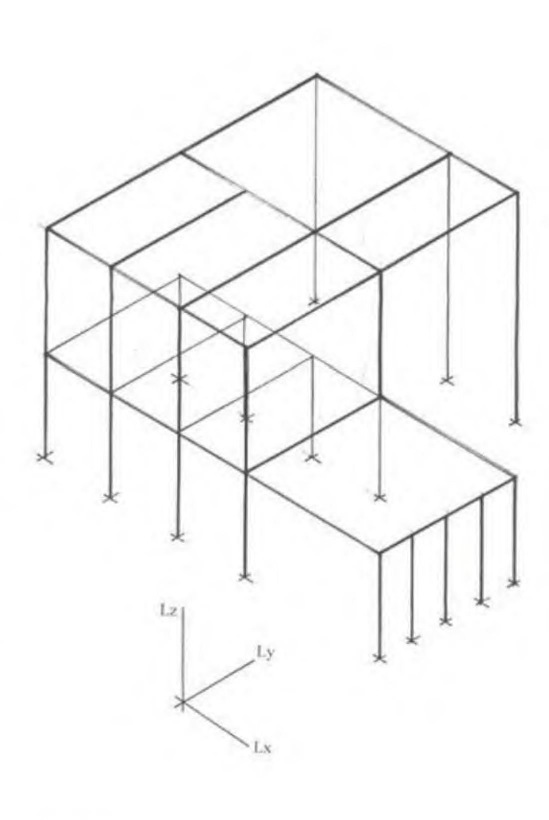


Figure 1.41-2

Les schémas présentés, non exhaustifs, montrent les différentes déformations en fonction des types de liaisons :

– Fig. 1.41-1, 2 : les flèches de la première et de la dernière travée sont excentrées vers l'extérieur ;

– Fig. 1.41-1, 3 : les flèches de la première et de la dernière travée sont excentrées vers l'intérieur ;

– Fig. 1.41-1, 4 : la flèche de la première travée est excentrée vers l'intérieur et celle de la dernière travée l'est sur l'extérieur. Les flèches des deux travées centrales ont la même dimension, tandis que celles des travées extrêmes sont de valeurs différentes et de plus inégales entre elles. La flèche de la dernière travée est la plus importante des quatre ;

– Fig. 1.41-1, 5 : toutes les flèches sont identiques en position et en grandeur.

Il est évidemment possible de démultiplier le nombre d'exemples en disposant de façon aléatoire les têtes de poteaux encastrées et en articulations. Le même principe peut être adopté pour les pieds des poteaux. Il est également possible d'écarter arbitrairement les distances entre les poteaux, tout comme de modifier leurs hauteurs relatives, tout comme encore d'incliner les poutres, voire d'incliner également les poteaux. Il ne s'agit pas ici de faire non plus un catalogue d'autant que, pour simplifier la présentation, les dessins sont établis sur un niveau et sur un plan unique. Il est aussi possible de passer sur plusieurs niveaux, tout comme d'introduire le 3D (L*x*,L*y*,L*z*) sur un ou plusieurs niveaux. Cet exercice s'appelle « faire de l'architecture » et son expérimentation en sera d'autant plus riche que seront comprises les règles de gestion des raideurs (Fig. 1.41-2), sans quoi ce ne sera que du formalisme avec le souci trop fréquent auquel seront confrontés les bureaux d'études techniques pour trouver, post-conception, des solutions mieux adaptées et financièrement faisables.

1.3.2 DÉFORMATIONS ET CONCEPTION DES POTEAUX ET DES POUTRES, COMPORTEMENT SOUS LES CHARGES HORIZONTALES

La démarche de conception est analogue à celle qui a été déclinée précédemment. Les charges appliquées sur le portique ont une résultante horizontale. Pour l'essentiel, ces charges proviennent du vent et des tremblements de terre. Elles peuvent exceptionnellement être créées par un choc ponctuel comme celui d'un objet (immeuble voisin en renversement, tirs de bombes, balancement dû à une grue de chantier, éventuellement interférence d'un avion, d'un hélicoptère ou autre projectile). L'analyse fait appliquer cette pression aussi bien sur le corps des poteaux que sur l'extrémité des poutres dans le sens longitudinal ou sur leur flanc dans le sens transversal. Dans la pratique quotidienne, ces charges horizontales sont concentrées sur les

liaisons des poteaux et des poutres, les poteaux devant les y amener par des moyens techniques appropriés qui relèvent en partie de la conception des structures des habillages des façades.

1.3.2.1 Mode isostatique (Fig. 1.42)

En mode isostatique usuel, un portique est constitué de deux poteaux reliés par une poutre dans un plan donné (Fig. 1.42-1). Il s'agit de comprendre comment vont s'effectuer les déformations sous une pression horizontale qui sera appliquée aux nœuds (liaisons de la poutre sur les poteaux) et sous une pression verticale appliquée sur la poutre. Selon le mode de liaison, les déformations vont varier.

- Fig. 1.42-2, 1 : Les poteaux sont encastrés en pieds et la poutre est articulée à ses extrémités. Le déplacement *dx* et le poids porté entraînent une mise en flexion de la poutre dont la flèche *f* est axée.
- Fig. 1.42-2, 2 : Les poteaux sont articulés en pied et la poutre est encastrée en tête. Le déplacement *dx* et le poids porté entraînent une mise en flexion dont la flèche est axée mais dont l'importance est moindre que précédemment.
- Fig. 1.42-2, 3 : L'un des poteaux est encastré en pied et la poutre est articulée sur son sommet. Inversement, l'autre poteau est articulé en pied et la poutre est encastrée en tête. Le déplacement *dx* et le poids porté entraînent une mise en flexion dont la flèche est reportée vers le poteau encastré en pied.

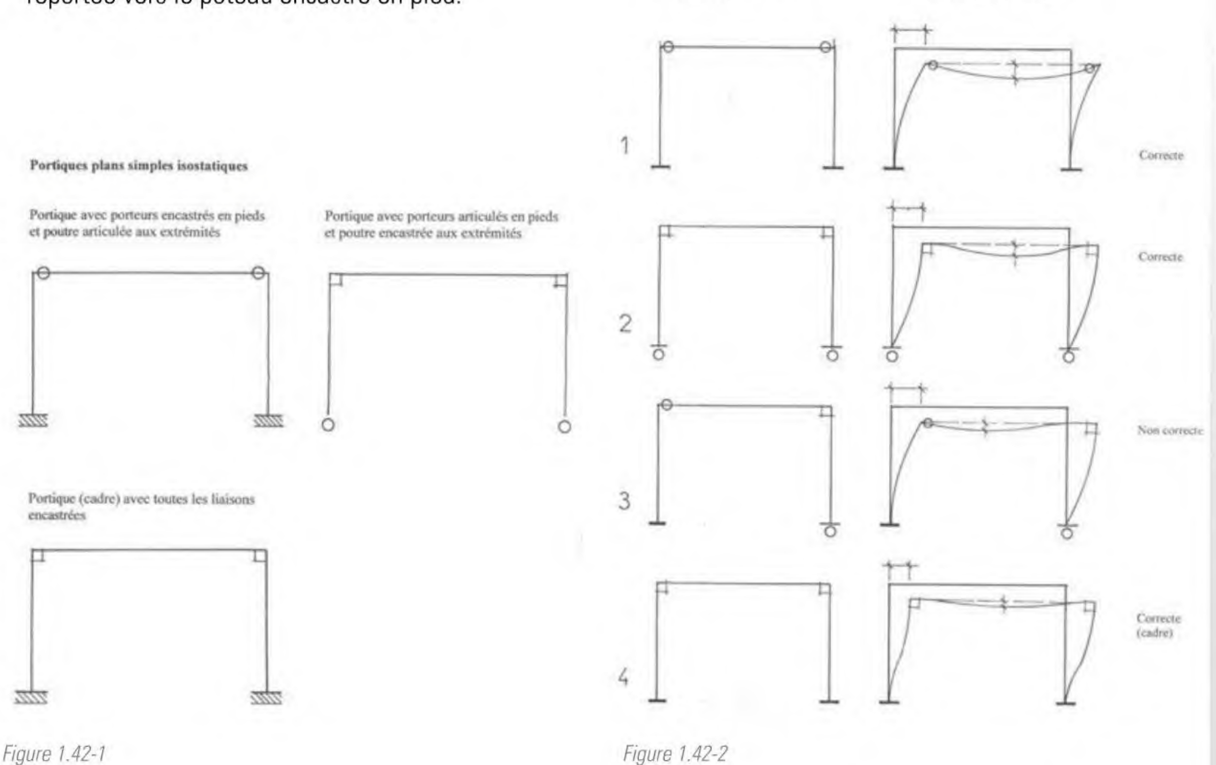


Figure 1.42-1

Figure 1.42-2

– Fig. 1.42-2, 4 : Les poteaux sont encastrés en pied et les poutres leur sont encastrées en tête. Le déplacement *dx* et le poids porté entraînent une flèche axée et d'importance relative très faible. Cette disposition porte le nom de « cadre ».

Les trois premiers cas mettent en scène la capacité des liaisons articulées à dissiper l'énergie. En revanche, dans le quatrième, les liaisons sont très rigides et l'énergie ne peut être prise en charge que par l'élasticité du corps des poteaux et de la poutre.

1.3.2.2 Mode hyperstatique

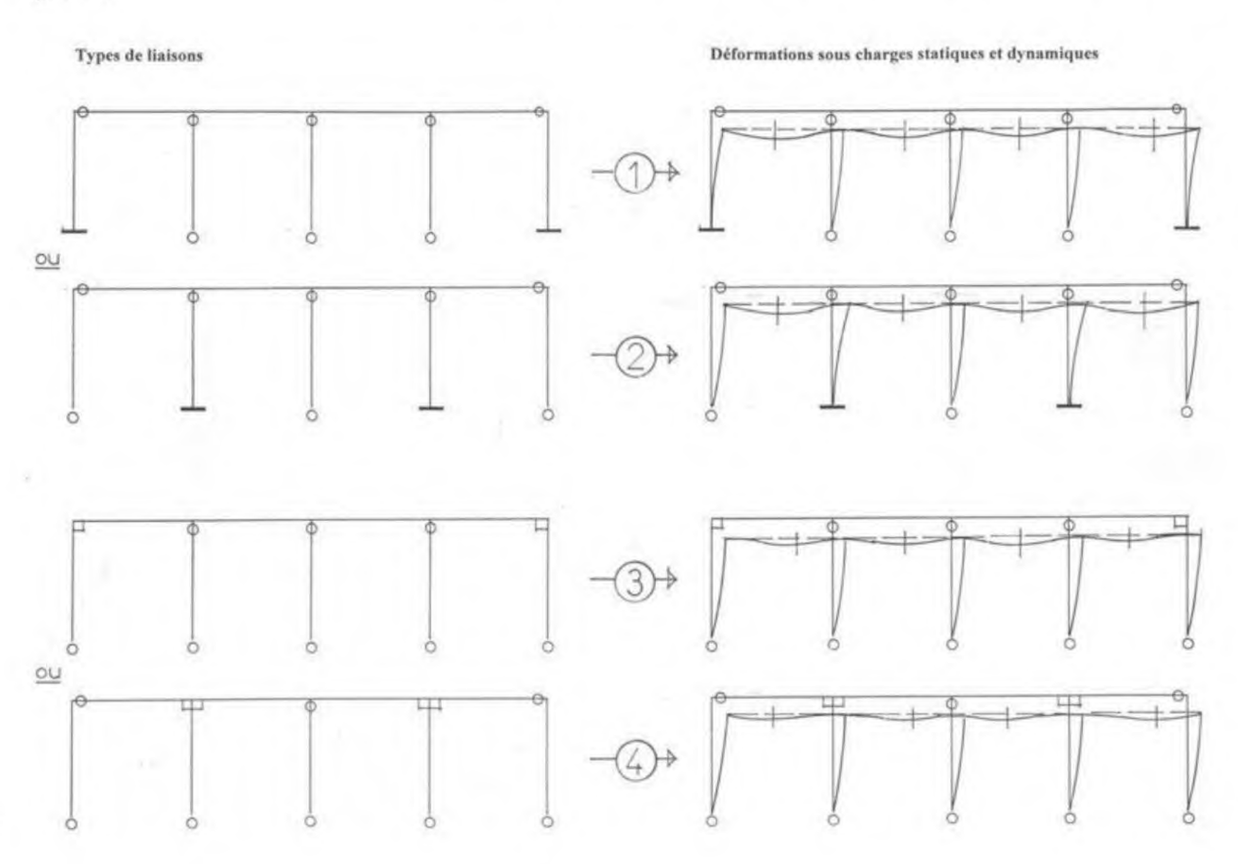
Il est rappelé qu'un mode hyperstatique fonctionne avec une redondance de poteaux et souvent de poutres. Dans les cas présentés, seuls les poteaux sont abondants pour diminuer la portée des poutres et donc leurs sections.

Les figures présentées dans cette section n'ont pas vocation de catalogue exhaustif. Elles sont prises en contexte aléatoire et laissent au lecteur le soin de formuler d'autres situations de son choix.

Portique plan horizontal

– Fig. 1.43, 1 : Les poteaux extérieurs sont encastrés en pied et la poutre est articulée sur leurs sommets. Le déplacement horizontal *dx* des poteaux

Figure 1.43



et le poids porté entraînent une flèche désaxée sur le premier poteau en première travée et sur le dernier en dernière travée, tandis qu'elle reste axée sur les travées intermédiaires.

– Fig. 1.43, 2 : Les poteaux extérieurs sont articulés en pied. Deux poteaux intérieurs qui leur sont contigus sont encastrés en pied et la poutre est articulée sur tous les poteaux. Toutes les flèches sont désaxées.

– Fig. 1.43, 3 : Les poteaux extérieurs sont articulés en pied et la poutre est encastrée sur leurs sommets. Les poteaux intérieurs sont articulés en pied et la poutre est articulée en leurs sommets. Le déplacement horizontal *dx* des poteaux et le poids porté entraînent un report des flèches des travées extérieures vers les poteaux intérieurs, tandis qu'à l'intérieur la flèche reste axée.

– Fig. 1.43, 4 : Les poteaux sont articulés en pied. La poutre est articulée sur les poteaux extérieurs et encastrée au sommet des poteaux intérieurs contigus aux extérieurs. Le déplacement horizontal *dx* des poteaux et le poids porté désaxent les flèches de la première et de la dernière travée vers les poteaux extérieurs, tandis qu'intérieurement la flèche est déplacée vers le poteau central sur lequel la poutre est articulée.

Portique plan avec niveaux intermédiaires

Rappel : Un poteau (un porteur) court est un poteau ou un mur qui relie chaque étage et est en rupture de continuité mécanique d'un niveau à l'autre. Les niveaux (planchers, résille et autres) se posent sur ces poteaux. Inversement, un poteau (un porteur) long est un poteau ou un mur homogène sur sa hauteur totale, sur les côtés duquel viennent s'accrocher les niveaux.

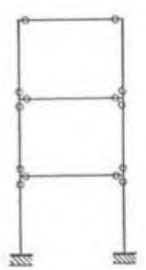
– Fig. 1.44b, 1 : Le portique est constitué de deux poteaux articulés en pieds. La poutre la plus élevée est encastrée au sommet de ces poteaux et les niveaux intermédiaires sont articulés. Dans le cas de poteaux courts, la déformation des porteurs des niveaux inférieurs au dernier niveau est un cintrage qui ne suit pas nécessairement un parcours en sinusoïde. En revanche, au dernier niveau, la liaison encastrée au sommet crée un point d'inflexion qui se caractérise par une mise en X. Les flèches des portés sont axées. Dans le cas de poteaux longs, la déformation est régulière, épouse un mouvement oscillatoire (dont seule la première phase est représentée) et il n'existe pas de points d'inflexion. Le déplacement aux nœuds est proportionnel à leurs positions altimétriques (à raideur constante).

– Fig. 1.44b, 2 : Le portique est constitué de deux poteaux encastrés en pieds et les poutres des différents niveaux sont articulées sur les poteaux. Dans le cas de poteaux courts, la déformation des porteurs est un cintrage qui ne suit pas nécessairement un parcours en sinusoïde. Les

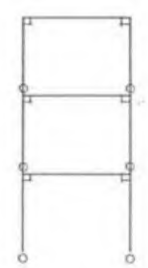
Figure 1.44 Portiques plans simples isostatiques à plusieurs niveaux (exemples)

Portiques plans simples isostatiques à plusieurs niveaux

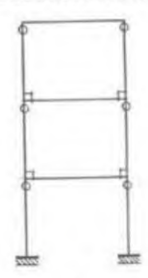
Structures-poids anciennes
- Porteurs courts supérieurs sur appuis articulés
- Porteurs inférieurs encastrés en pieds par le poids
- Portés articulés aux extrémités



Structures-poids récentes
- Porteurs courts sur appuis articulés
- Porteurs du niveau inférieur articulés en pieds
- Portés encastrés à leurs extrémités sur les porteurs du niveau au dessous



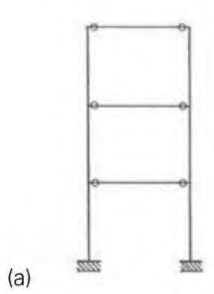
Structures sur porteurs courts
- Porteurs courts supérieurs encastrés en pieds sur les portés
- Porteurs du niveau inférieur encastrés en pieds
- Portés articulés aux extrémités sur les porteurs du niveau au dessous



Structures sur porteurs courts
- Tous les porteurs courts sont articulés en pieds sur les portés
- Tous les portés sont articulés aux extrémités sur les porteurs

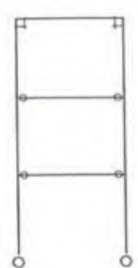


Structures sur porteurs longs
- Porteurs longs encastrés en pieds
- Porté supérieur articulé aux extrémités
- Portés intermédiaires articulés aux extrémités



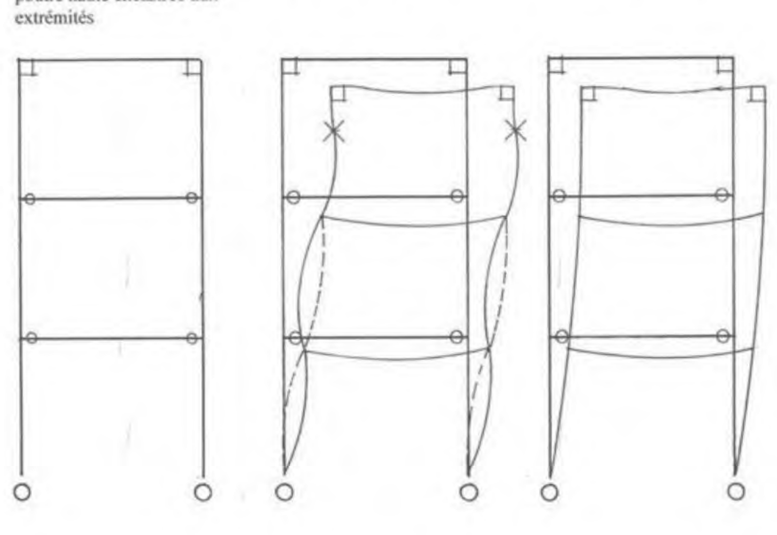
(a)

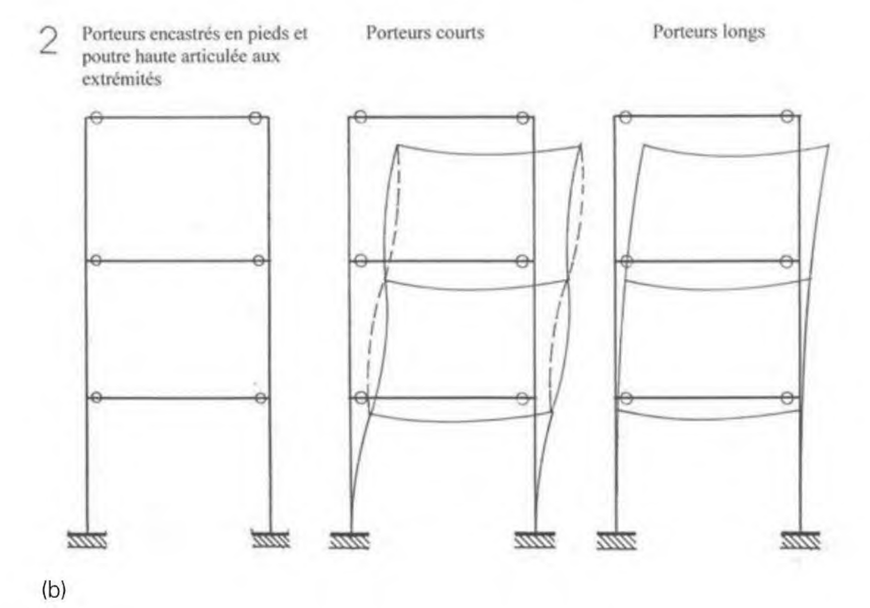
Structures sur porteurs longs
- Porteurs longs articulés en pieds
- Porté supérieur encastré aux extrémités
- Portés intermédiaires articulés aux extrémités



flèches sont axées. Il n'existe pas de points d'inflexion. Dans le cas des poteaux longs, l'ensemble de la structure épouse un mouvement oscillatoire (dont seule la première phase est représentée) et il n'existe pas de points d'inflexion. Le déplacement aux nœuds est proportionnel à leurs positions altimétriques (à raideur constante).

Figure 1.44 (suite)





(b)

Il vient d'être précisé que les figures 1.44 ne représentent que le premier mouvement dû aux sollicitations statiques et dynamiques. La plupart du temps, cette représentation suffit, les sollicitations usuelles n'étant pas de nature à créer des distorsions que la seule élasticité ne saurait rétablir. En revanche, en régions à risques sismiques, le premier mouvement de l'oscillation est suivi d'un certain nombre d'autres qui font l'objet d'observations spécifiques et dont V. Davidovici a schématisé les effets dans son ouvrage *La construction en zone sismique* (Le Moniteur, 1999) (Fig. 1.45).

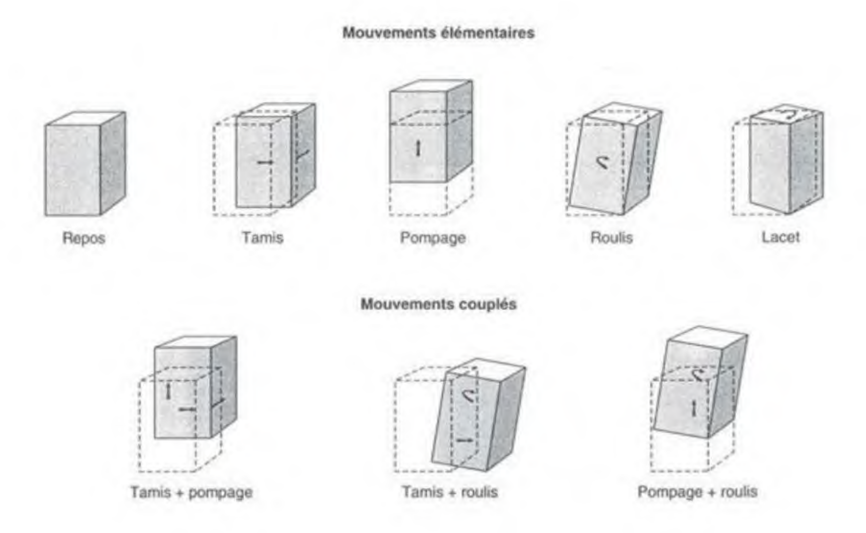


Figure 1.45 Ligne du haut : mouvements individualisés ; ligne du bas : mouvements cumulés. (D'après un dessin de V. Davidovici.)

Portique plan à plusieurs travées et plusieurs niveaux

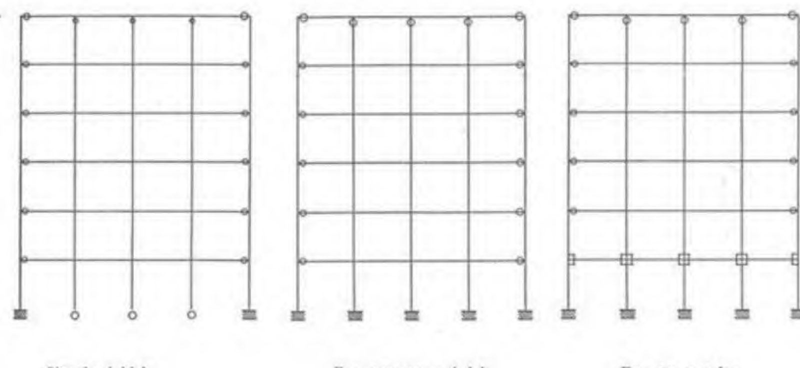
Avant d'examiner les déformations basiques d'une structure en portiques avec plusieurs niveaux et plusieurs porteurs, il est certainement utile d'introduire le rôle des liaisons dans la gestion des raideurs, même si l'essentiel de la fonction est assumé par les contreventements et qui plus est par la triangulation, ce dont il sera fait état plus avant (Fig. 1.46).

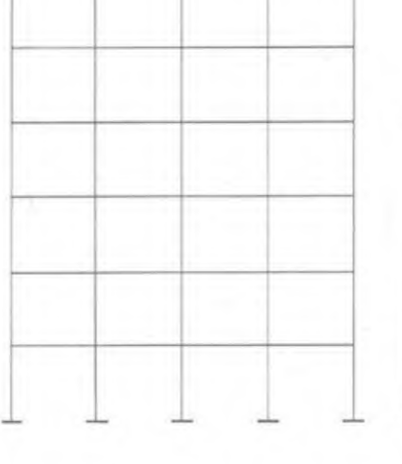
– Scénario n° 1 (Fig. 1.46b) : Deux porteurs sont encastrés en pieds et tous les autres portés sont articulés à leurs extrémités. Les porteurs intermédiaires ont pour fonction essentielle d'alléger les sections et notamment les hauteurs des portés en assurant les relais, raison pour laquelle ils sont articulés à leurs extrémités. Augmenter la rigidité de l'édifice commence par associer les porteurs intermédiaires à cette fonction, ce qui consiste à encastrer leurs pieds de la même façon que le sont les porteurs principaux (schéma au centre). Si ce n'est suffisant, cet encastrement général en pied sera complété par la mise en cadre de l'ensemble du niveau inférieur où toutes les liaisons seront encastrées (schéma à droite). Cette disposition n'est pas étrangère à l'architecture des édifices en colombages, dont le rez-de-chaussée est en maçonnerie et les niveaux au-dessus en portiques ou en panneaux de bois.

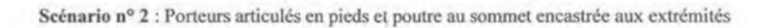
– Scénario n° 2 (Fig. 1.46b) : À l'inverse, les pieds de tous les porteurs sont articulés et la poutre sommitale est encastrée dans les deux porteurs principaux. Pour augmenter la rigidité de l'ensemble, il suffit d'abord d'encastrer cette poutre dans tous les porteurs (schéma au centre). Si besoin est, ce sera le dernier niveau qui sera considéré comme un cadre, toutes les liaisons étant encastrées (schéma à droite). Cette disposition n'est, ici non plus, pas étrangère à l'architecture quand l'attique en couronnement d'un édifice est souvent une poutre de type treillis dont les poinçons et les murets ou barres biaises assurent la rigidité manquante.

Portiques plans hyperstatiques à 'n' niveaux, avec porteurs longs
Schémas d'augmentation des raideurs

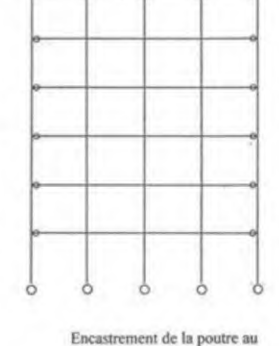
Scénario n° 1 : Deux porteurs encastrés en pieds et poutre au sommet, articulée

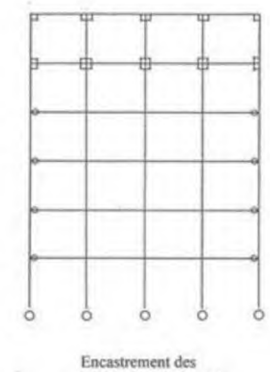






Scénario n° 2 : Porteurs articulés en pieds et poutre au sommet encastrée aux extrémités





(a) *Schéma de principe* (b) *Scénarios 1 et 2*

Figure 1.46

En revanche, les immeubles de grande hauteur (IGH) ne peuvent se contenter de cette seule décision constructive (Fig. 1.47-1). La façon de donner de la rigidité à un immeuble élevé est de créer un ou plusieurs nœuds intermédiaires dont la recherche de l'emplacement fait l'objet de simulations et de calculs importants. Sur la figure, il est observé dans les deux cas que la position du raidisseur permet de limiter l'effet de balancement. L'anneau est en réalité constitué de un ou plusieurs étages entiers qui sont raidis par triangulation pour les rendre indéformables, ce qui brime les effets de l'élasticité trop active des porteurs (voir le livre *Les structures de hautes performances*). La figure 1.47-2 montre comment il peut être proposé d'utiliser ces anneaux de compression pour en faire de l'architecture.

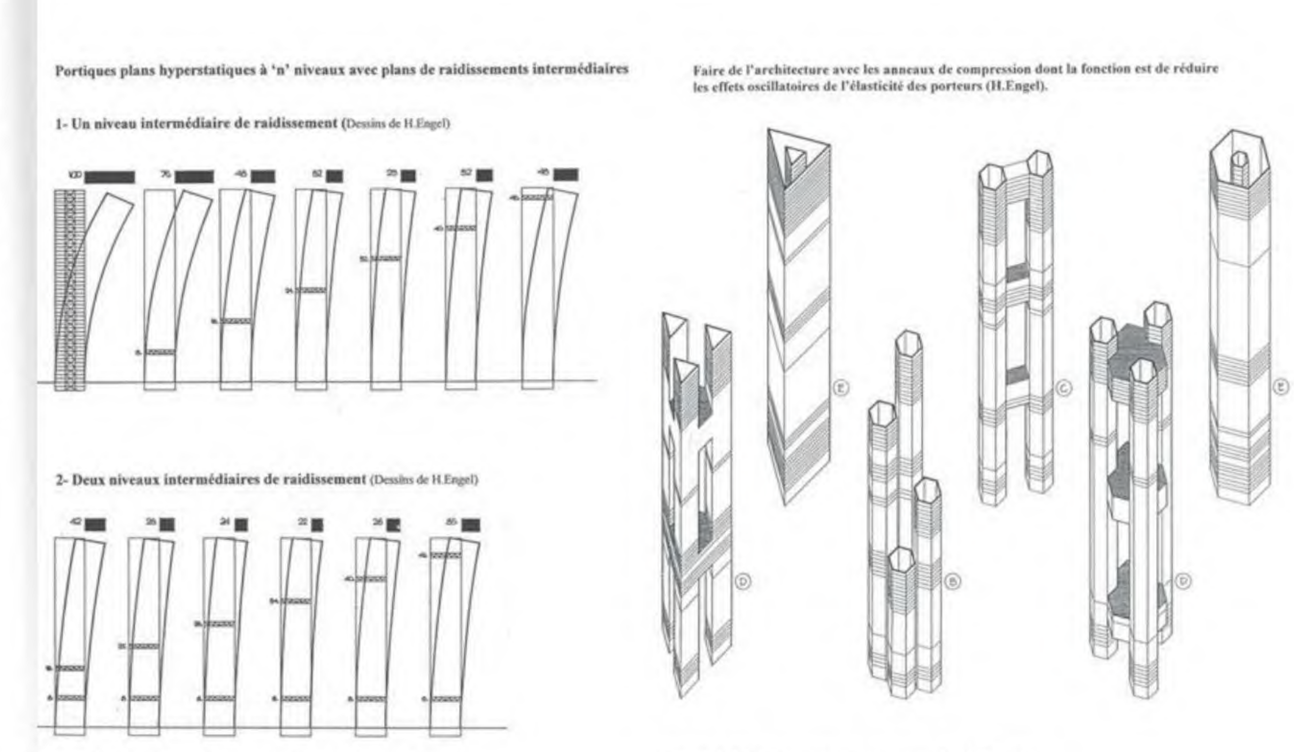


Figure 1.47-1 (D'après les dessins de H. Engel.)

Figure 1.47-2 (D'après les dessins de H. Engel.)

Les déformations élémentaires des portiques hyperstatiques à *n* niveaux suivent en changeant d'échelle, ce qui a été amené précédemment. Il est observé que, lorsque les porteurs sont encastrés en pieds, les portés éprouvent une déformation de plus en plus accentuée avec l'altitude ; en revanche, si les porteurs sont articulés en pieds, ce qui est le cas fréquent des petits immeubles, le porté sommital étant encastré, il existe un plan intermédiaire où les déformations sont maximales (voir *Risque sismique et patrimoine bâti*, chapitre 1).

1.3.2.3 Quelques définitions pour le traitement architectural

Un poteau est un élément porteur

La façon simple de l'exprimer est celle d'une barre verticale. Cette barre peut être inclinée pour une question d'effet esthétique et l'architecture récente ne manque pas d'exemples. Il peut également être incliné pour doubler son rôle de porteur en celui de jambe de force. Enfin, ce même poteau peut être dédoublé et prendre l'aspect d'un V dans un sens ou dans l'autre ; dans ce cas, il assure le portage et la stabilité par triangulation. Dans le cas des arcs et des voûtes, un poteau peut devenir poutre (voir *Les structures de hautes performances*, chapitre 1).

Le poteau peut être « court » lorsqu'il est interrompu à chaque niveau. Il peut être « long » lorsqu'il fait sans interruption toute la hauteur de l'édifice.

Chaque matériau a ensuite sa propre technicité, soit à partir d'âmes pleines ou évidées avec le métal et le bois (Fig. 1.48), soit en assurant la continuité des armatures pour les ouvrages en béton armé (Fig. 1.49). Les photos présentées montrent des pieux de fondations qui vont se prolonger en stricte continuité avec les poteaux de superstructure. En effet, les pieux des fondations font partie de la structure globale de l'édifice et n'ont pas à être interrompus au niveau de la dalle de rez-de-chaussée, à moins qu'il ne s'agisse d'un système sur dalle (voir *Les structures-poids*, chapitre 4).



Figure 1.48 Mise en place d'un pieu de fondation métallique qui se prolongera en superstructure sur toute la hauteur de l'édifice : poteau long. (Photo M. Landowski)



Figure 1.49 Mise en place de l'armature métallique d'un pieu de fondation en béton armé qui se prolongera en superstructure sur toute la hauteur de l'édifice : poteau long. (Photo M. Landowski)

Il peut également s'agir d'un mur (un voile) si on lui demande quelque souplesse, qui est un poteau plat et qui fonctionnera comme tous les poteaux, sous forme de porteur court ou de porteur long. Il peut s'agir d'un tube creux dont les sections en feront soit un poteau, soit une gaine, soit un noyau. Précisons que le terme de « noyau » en construction est *a priori* étranger à ce qu'il est coutume d'entendre en architecture. En architecture, un noyau est souvent compris comme une sorte de fourreau fourre-tout dans lequel se côtoient les escaliers, les ascenseurs et les fluides. En construction, le noyau est un élément porteur qui est la conjonction des plans barycentriques verticaux de torsion d'un immeuble. Il n'est pas nécessaire qu'il abrite les escaliers, ascenseurs ou fluides. Toutefois, la rencontre de ces deux conceptions est fréquente, pour une question de partition et d'économie d'espace.

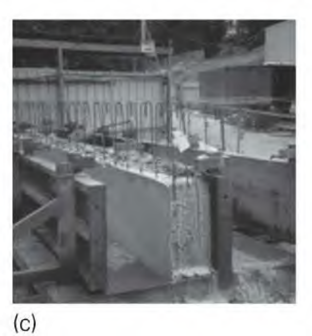
Une poutre est un élément portant et porté

Elle peut être dessinée comme une barre pleine de section dictée par son inertie (Fig. 1.50). Il peut s'agir d'un plancher qui porte le qualificatif de « poutre plate » dans lequel la rigidité et le portage sont assurés par des poutres intégrées (Fig. 1.51) ou par des poutres liées (Fig. 1.52). Il peut s'agir encore d'un tube dans lequel passeront des fluides, voire des piétons sur des planchers, des escaliers, des escalators ou des tapis roulants. La conception d'une poutre n'a de limites que celles du matériau avec lequel elle va être réalisée. Un escalier est une poutre inclinée et le palier est son support ou sa continuité, tout dépend s'il participe du contreventement d'une partie de l'édifice ou pas.

Souvent pour une question de hauteur, les poutres doivent être percées pour le passage de fluides et, dans ce cas, les réservations doivent être prévues à l'avance pour que leur inertie résiduelle puisse assurer la continuité de leurs réactions, faute de quoi les percements dits « aléatoires » deviendront dangereux.


(a)


(b)


(c)


(d)


(e)

Figure 1.50 Une poutre est une barre pleine ou non dont la section est dictée par son inertie. (Photo M. Landowski)


(a)


(b)

Figure 1.51 Un plancher est une poutre plate raidie par des armatures qui jouent le rôle de poutre intégrée. (Photo M. Landowski)


(a)

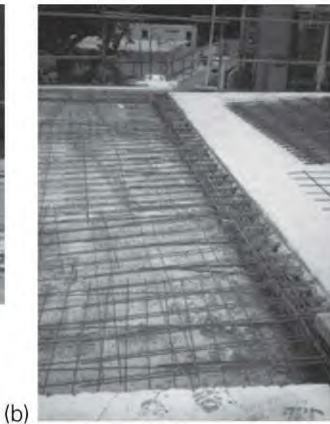
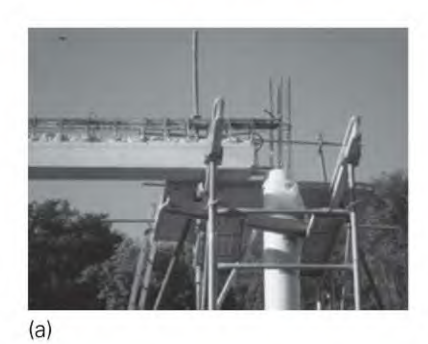

(b)

Figure 1.52 Les poutres intégrées peuvent avoir une épaisseur active plus importante que celle du plateau du plancher pour renforcer l'inertie générale. (Photo M. Landowski)

Les liaisons assurent la cohésion de l'ensemble d'un édifice

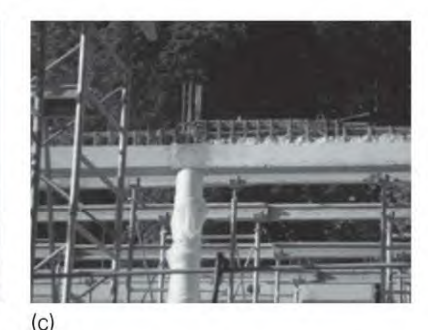
Qu'il s'agisse d'encastrements ou d'articulations, les liaisons des poutres (des planchers) aux poteaux (aux murs) sont définies par les contraintes qu'elles doivent assumer et notamment celles de dissiper une partie de l'énergie issue des charges dynamiques. Chaque matériau a évidemment sa propre technologie qui sera adaptée pour définir les liaisons aux porteurs courts (Fig. 1.53a à c) comme aux porteurs longs (Fig. 1.53d/e). Leur dessin est essentiel pour qualifier l'architecture, le détail d'architecture.



(a)



(b)



(c)

(d)



(e)

Figure 1.53 Les liaisons des poutres avec les porteurs assurent la cohésion de l'ensemble de l'édifice. (Photo M. Landowski)

Un portique est un assemblage de poteaux ou de murs porteurs, avec des poutres ou des planchers

Il est constitué de poteaux (barres pleines, murs, gaines, noyaux) et de poutres (barres pleines, tubes, planchers). Les portiques sont conçus en trois dimensions (deux horizontales, une verticale). *A priori*, celle qui prend en charge l'inertie la plus faible du bâtiment est prioritaire ; toutefois, cette conception reste limitative et ne saurait être une panacée qui exclurait toute autre forme de traitement constructif et donc architectural. Cette réflexion isole la vision simpliste du « poteaux-poutres » pour produire de l'architecture.

1.3.3 DÉMARCHE DE CONCEPTION CONSTRUCTIVE : DE L'HYPERSTATICITÉ À L'ISOSTATICITÉ

Au préalable, rappelons qu'un bâtiment de structure isostatique est conçu de sorte qu'aucun élément le constituant ne soit superflu ou ne puisse être simplifié. Ainsi, une table (poutre) portée par un pied (poteau) est un système isostatique. Un bâtiment de structure hyperstatique est conçu avec une redondance de porteurs ou de portants, souvent pour limiter les sections et donc les encombrements verticaux. Il peut s'agir aussi d'un manque de maîtrise constructive, à moins qu'il n'y ait recherche d'effet esthétique dont le résultat peut être synonyme de surcoût relatif. Il en est ainsi de la table citée précédemment qui, dessinée aux mêmes dimensions, serait portée par deux pieds au lieu d'un.

Ce sujet ne sera pas traité théoriquement, ce qui s'avérerait sans doute difficilement lisible, mais sous forme d'un exemple.

Un programme de maîtrise d'ouvrage concerne un édifice devant abriter un atelier artisanal, les rangements des pièces détachées et deux bureaux. Le logement de l'artisan fait partie du programme.

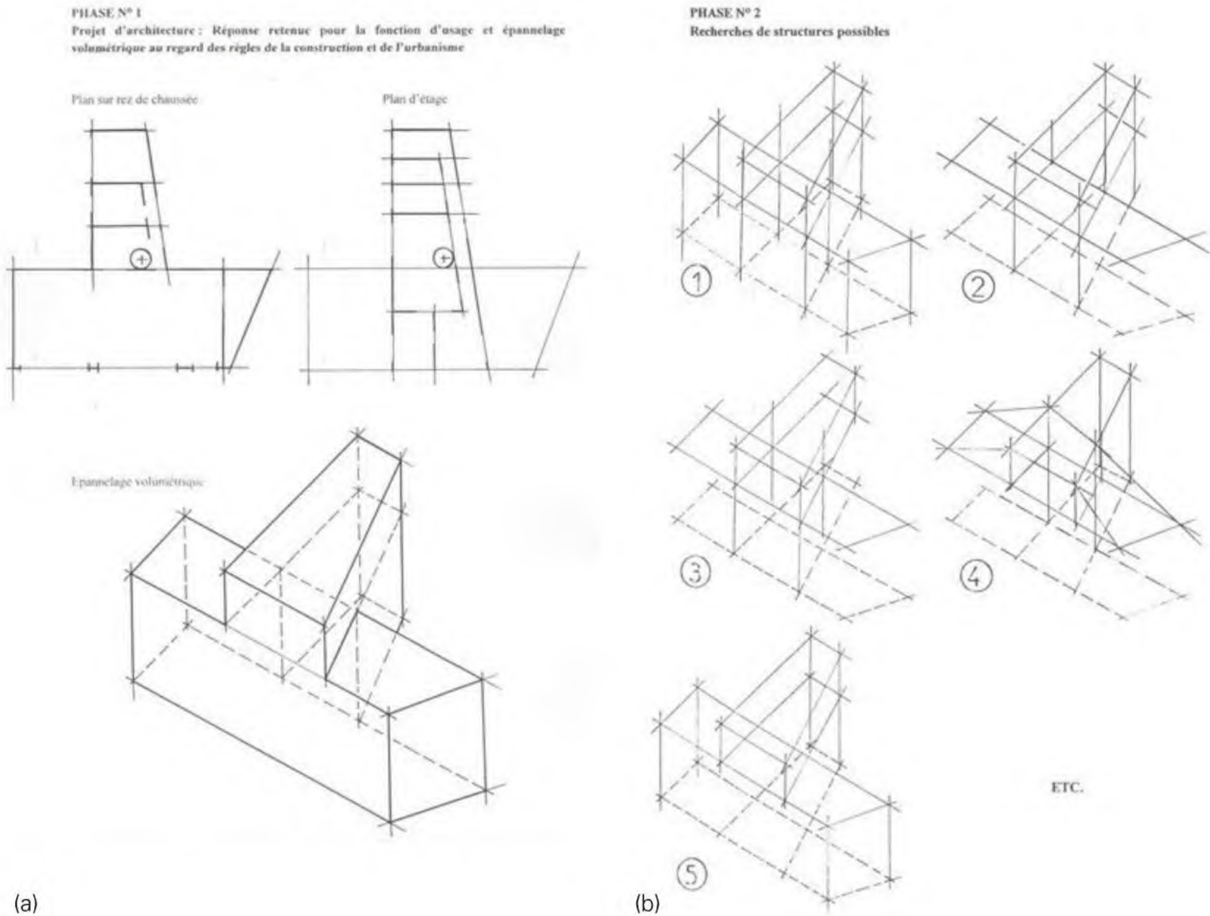


Figure 1.54 Déroulement de la conception constructive et architecturale depuis la traduction du programme du maître d'ouvrage jusqu'à la formalisation en volume.

(a) *Projet de partition des fonctions du programme*

(b) *Recherche de la structure potentielle en portiques. Cette première approche est généralement hyperstatique*

• Du point de vue architectural, il faut commencer par organiser la partition des locaux au mieux de leur fonctionnement, dans le respect des surfaces contractuelles et de celui des règles d'urbanisme. Un épannelage géométrique des volumes s'en déduit, sachant qu'existent de multiples solutions découlant du talent du concepteur (Fig. 1.54a).

• Du point de vue constructif, la réflexion commence dès que la première phase architecturale est orientée. Les solutions proposées sont généralement de type hyperstatique parfois simplistes, parfois extravagantes et donc onéreuses par surabondance de structure (Fig. 1.54b). C'est dès cette phase de conception constructive qu'il est nécessaire de rechercher une ou des solutions tendant vers une conception plus isostatique. Plusieurs peuvent être retenues après avoir été soumises au contrôle du prédimensionnement.

• Les différentes solutions isostatiques sont alors confrontées au traitement architectural des formes et des enveloppes, qui vont le cadrer tout en lui laissant sa marge d'expression. Une solution constructive sera alors retenue après avoir été soumise aux coûts (Fig. 1.54c) avec, bien entendu, les latitudes d'encombrement admises par le projet d'architecture en cours d'affinement.

Figure 1.54 (suite)

(c) *Simplification du projet en mode isostatique*

(d) *Modélisation de la structure et définition des liaisons*

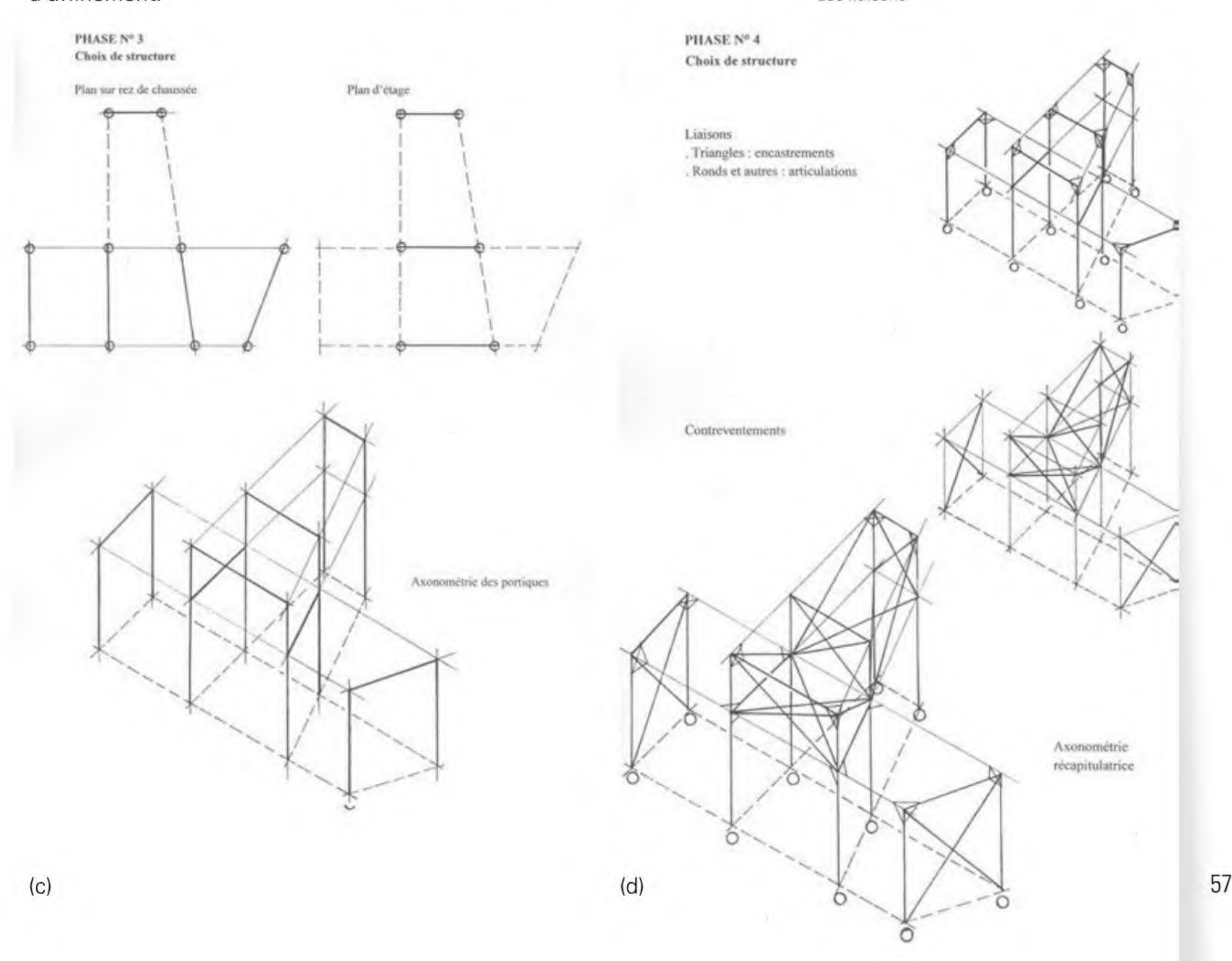
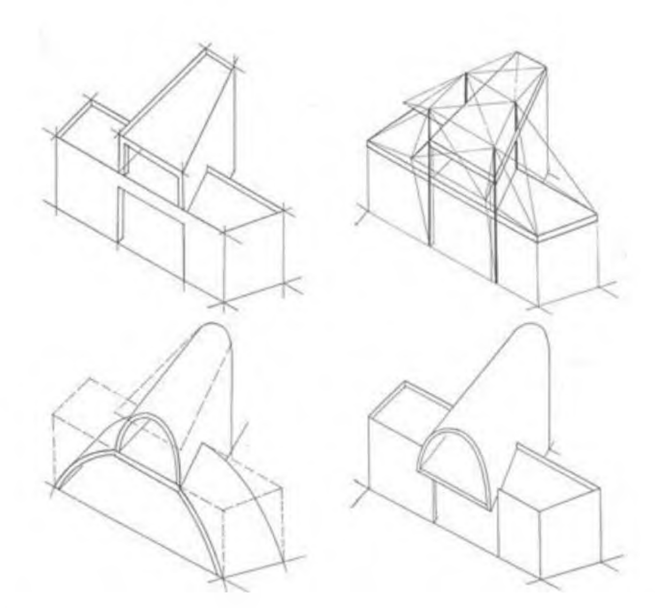


Figure 1.54 (suite)
(e) *Traductions architecturales potentielles*



(e)

- Le principe constructif sera alors modélisé, ce qui consiste en une organisation des barres et des nœuds, et en la définition des modes de liaisons de sorte que l'ensemble se déforme de façon homogène (Fig. 1.54d). Chaque barre est ensuite qualifiée par les charges qu'elle doit porter dans le cas des poutres, ainsi que par les poids et les pressions qu'elle doit descendre sur les fondations dans le cas des poteaux. Le tableau qui suit est un modèle permettant de résumer les contraintes :

Tableau 1.1

Réf. poutres	**Charges portées uniformes**	**Charges portées ponctuelles**	**Types de liaisons aux porteurs**		**Intermédiaires**
			Extrémité a	**Extrémité b**	
L_1					
...					
L_n					
Réf. poteaux	**Charges verticales**		**Pressions horizontales**		
P_1					
...					
P_n					

Cette approche vise à établir le prédimensionnement des composants de la structure afin, d'une part, de pouvoir poursuivre la conception architecturale, notamment en ce qui concerne la matérialisation des encombrements et, d'autre part, de pouvoir choisir les matériaux en fonction de leur élasticité.

• Il appartient dès lors de revenir sur le projet architectural pour le traduire en volumes, ce qui relève du talent du concepteur et des capacités des matériaux choisis précédemment. La décision architecturale définitive, qui peut se contenter d'habiller la structure ou de la soumettre à une lecture moins stricte, va ensuite permettre de réadapter le dessin constructif tout en respectant les conditions de stabilité et les contraintes dimensionnelles déjà établies (Fig. 1.54e).

• La dernière phase sera à nouveau architecturale avec la recherche plastique des liaisons, le calepinage des surfaces et tous les éléments du second œuvre.

Cette démarche est celle qui conduit à l'avant-projet définitif qui est le « métier » fondamental de tout architecte. Si le programme est important, les dispositions constructives seront envisagées avec les spécialistes des matériaux retenus ou pouvant l'être (béton, acier, bois, verre, composites, etc.) qui affineront les dimensionnements. Le dessin architectural des liaisons se déduira des exigences des performances techniques demandées. Sera utilisée à cette fin une méthode de calculs aux éléments finis si besoin est, ou tout simplement des abaques souvent traduits en logiciels, pour établir les plans d'exécutions définitifs de la structure et des détails.

1.3.4 LIAISONS DES POTEAUX ET DES POUTRES

1.3.4.1 Articulation en pied de poteau

Un poteau repose sur un socle d'assise de façon articulée lorsque la liaison est seulement assurée verticalement par un système qui empêchera le pied de glisser du support. Les pieds des colonnes en pierre ou en brique reposaient directement sur le stylobate (Fig. 1.55a). L'architecture vernaculaire a fait reposer pendant des millénaires les poteaux en bois sur une simple pierre, comptant sur le poids de l'édifice pour pallier tout risque de glissement. Dans le cas des poteaux métalliques (Fig. 1.55b/c), il est soudé une platine en acier sous le poteau et celle-ci est boulonnée dans le socle. Au cas où il y aurait un risque de glissement du pied, celui-ci est rattaché à une (ou plusieurs) barre(s) de contreventement, technique qui sera développée plus avant. Le principe est analogue pour les poteaux en bois (Fig. 1.55d). En ce qui concerne le béton, avant coulage, les armatures en attente du socle sont agrafées à celles verticales des poteaux (Fig. 1.55e). Si le poteau est posé sur un plancher en béton, la technique sera identique à celle d'un repos sur fondation, chaque matériau ayant ses propres contraintes (Fig. 1.55f).

Au niveau de la mise en œuvre, si les poteaux en béton sont encore coulés sur place, ceux qui sont en métal ou en bois sont fabriqués en usine et arrivent prêts à être assemblés sur le site. Les petites erreurs de dressage

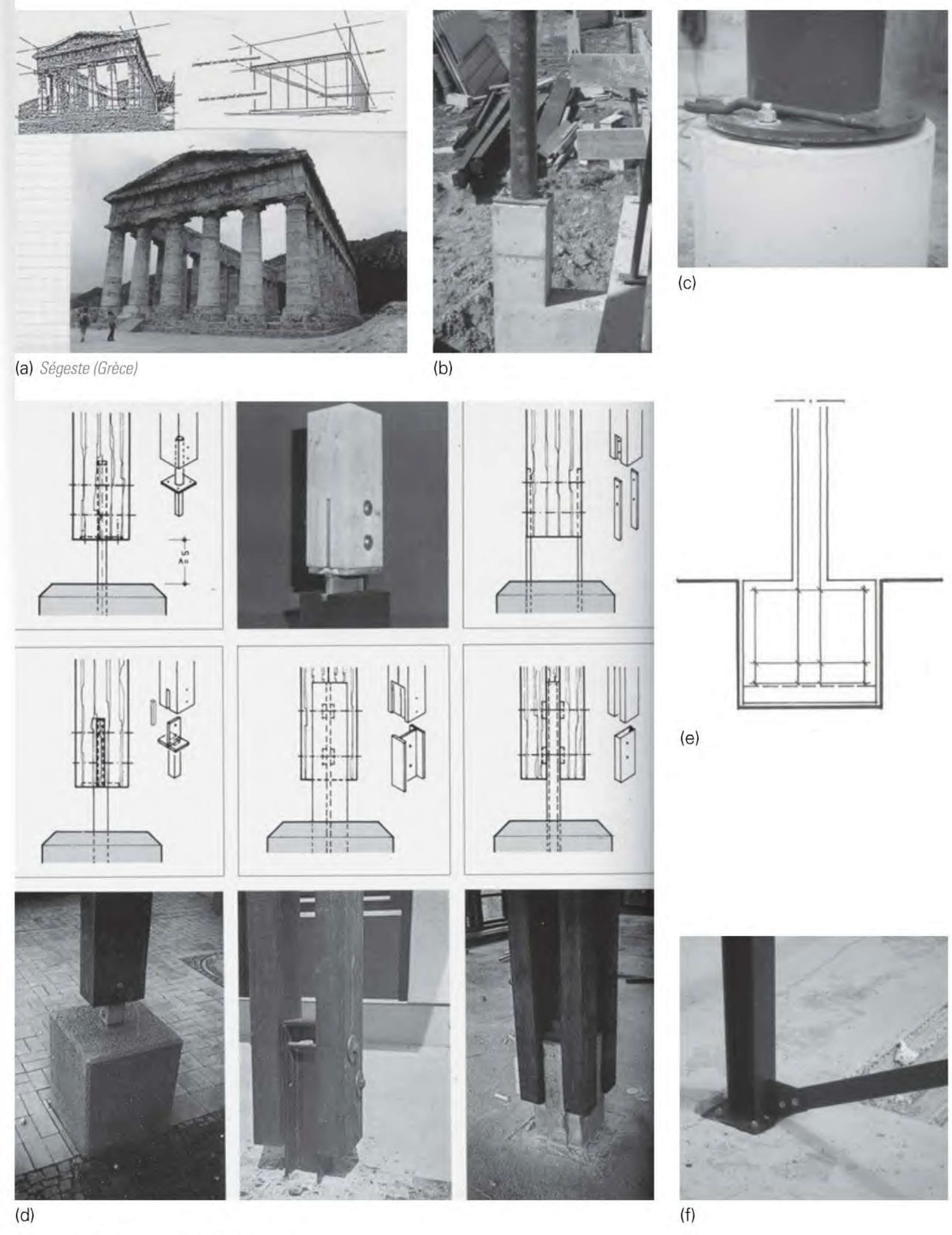


Figure 1.55 Articulations en pieds de poteaux.

(*b*, *c*, *f* à *i* : Photo M. Landowski ; *d* : in *Construire en bois*, Götz K.H, Hoor D., Möhler K. & Natterer J., Le Moniteur/Presses polytechniques et universitaires romandes, 1983)

des assises en béton exigent un complément d'intervention, le calage, afin que tous les pieds de poteaux soient rigoureusement installés sur le même plan (Fig. 1.55i).


(g)


(h)


(i)

Figure 1.55 (suite)

1.3.4.2 Rotule ou articulation ?

Dans le jargon quotidien, une rotule est apparentée à une liaison sphérique qui permet à une barre de se mouvoir quasi librement sur une autre, à l'image d'un attelage de remorque. En mécanique, toute liaison souple est une rotule active dans chacune des directions L*x*, L*y* et L*z*, mais chacun de ces mouvements est affecté d'un niveau de contrainte (degrés de liberté) permettant à l'objet de travailler beaucoup plus dans telle ou telle direction que dans les autres. Pour exemple encore, une bielle dans un moteur : son mouvement est ample et rapide dans le plan des deux axes, et très limité dans la troisième direction. En mécanique, la liaison des deux axes porte indifféremment le nom de rotule ou d'articulation.

Parallèlement, les mouvements du bâtiment sont beaucoup plus modestes et généralement épisodiques. Le mot « rotule » n'y a pas cours au profit de celui d'« articulation ». Le mouvement de chaque liaison souple est rigoureusement assujetti à celui de l'ensemble de la structure et contraint à une direction principale (comme l'est une bielle), les autres directions n'ayant qu'une très faible liberté relative. Rappelons que, si dans un moteur le rôle du poids est faible, il n'en est pas de même dans un bâtiment « si léger » soit-il.

En comparaison, dans les Travaux publics, les portées sont telles que la pression du vent, les dilatations et les vibrations des véhicules nécessitent la prise en compte et la dissipation des mouvements en trois directions : pratiquement toutes les liaisons sont actives. Dans les structures en portiques, l'attention est essentiellement portée sur les deux directions

horizontales, même si désormais la composante verticale est mieux envisagée dans les régions à risques sismiques en raison de l'une des composantes des ondes de vibration et notamment du fait des oscillations. En revanche, la composante verticale est prise en compte au même titre que les deux composantes horizontales dans toutes les structures spéciales (voûte, coques, réticulés, membranes et autres – voir *Les structures de hautes performances*).

Les mouvements s'exercent donc traditionnellement dans les portiques dans l'une des deux directions horizontales (Fig. 1.56), ce qui n'exclut pas l'autre direction horizontale active dans une moindre mesure. En physique, cette gestion des actions contrôlées d'une articulation s'appelle l'octroi de 1, 2 ou 3 degrés de liberté.

Figure 1.56 Une rotule peut accompagner un mouvement sphérique complet. En revanche, une articulation est un mouvement brimé dans une ou deux directions elle(s)-même(s) limitée(s) à un angle d'oscillation.

(a) *Temple de Bassae (Grèce)*



(b) *Pont de Lisbonne*



Dans l'Antiquité, le concept d'inertie d'une structure semblait être mal connu. Les mouvements articulés horizontaux étaient donc dessinés de la même façon selon L*x* et selon L*y*, ce que les sections circulaires des colonnes et des liaisons permettaient. Par mimétisme, la Renaissance en reprendra le principe. Tel était le rôle du chapiteau en pierre (Fig. 1.57a/b), tout comme celui des bases qui ont d'abord été partie prenante du stylobate avant d'en devenir autonomes (Fig. 1.57c).

Figure 1.57 Liaisons articulées quand la maîtrise de l'inertie globale de l'édifice est difficile à comprendre.

(a) *Fora à Rome*



(b) *Le Latran à Rome*



(c) *Le Parthénon à Athènes*



L'époque contemporaine maîtrise bien les mouvements des structures, ce qui permet de spécialiser la direction de l'activité des articulations. De plus, il faut intégrer avec le métal et les bétons armés un phénomène quasi inconnu dans les édifices en pierre ou en brique, la dilatation. Les images de la figure 1.58 montrent des exemples sur la façon de contraindre les articulations à fonctionner essentiellement dans une direction principale assujettie aux mouvements globaux de la structure.

Les figures 1.58b/c montrent une liaison articulée d'un pied de poteau avec une barre de contreventement. Elle a moins pour fonction de gérer les dilatations que de permettre le mouvement des barres qui, sous l'effet des pressions horizontales exercées sur l'édifice, alterne d'une situation tendue à une situation comprimée.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e) *Leicester (Royaume-Uni)*

Figure 1.58 Liaisons articulées quand la maîtrise de l'inertie globale de l'édifice est bien contrôlée. (*b* à *d*: Photo M. Landowski)

Dans le cas de poteaux dédoublés, l'un des bras peut servir essentiellement de porteur tandis que l'autre fait office de jambe de force dans le même plan ou dans des plans différents. Lorsque les sollicitations sont importantes, l'articulation est conçue pour permettre un mouvement sphérique, ce qui laisse une porte très ouverte au dessin d'architecture (Fig. 1.59a). Si les sollicitations sont moindres, l'articulation peut être dessinée de façon plus brimée tout en lui permettant un mouvement de rotation qui, sur la figure 1.59b, est essentiellement horizontal. En revanche, la figure 1.59c donne à l'articulation une latitude de mouvement également verticale, s'agissant d'un pont viaire dont les vibrations s'exercent dans les trois dimensions. Chaque matériau a sa lecture technologique des articulations. Il en est ainsi du bois dont le mode de liaison articulée est apparenté à celui du métal avec, toutefois, une technique qui lui est propre et qui fait appel à des ouvrages plus discrets parce que les structures sont moins lourdes qu'en acier (Fig. 1.59d). Quant au béton armé, son dessin est dicté par la disposition des armatures (Fig. 1.59e).



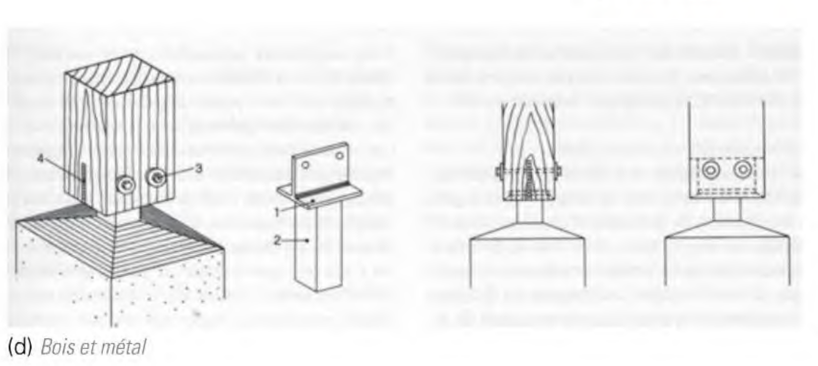
(a) (Photo M. Landowski)



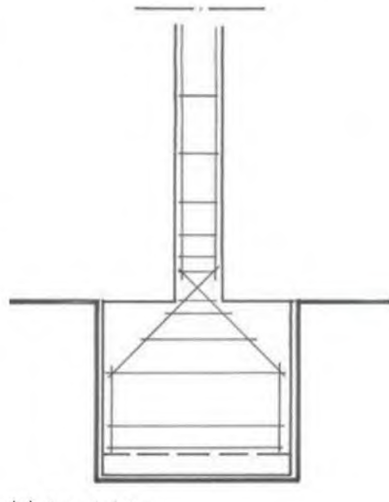
(b) *Métal et béton*



(c)



(d) *Bois et métal*



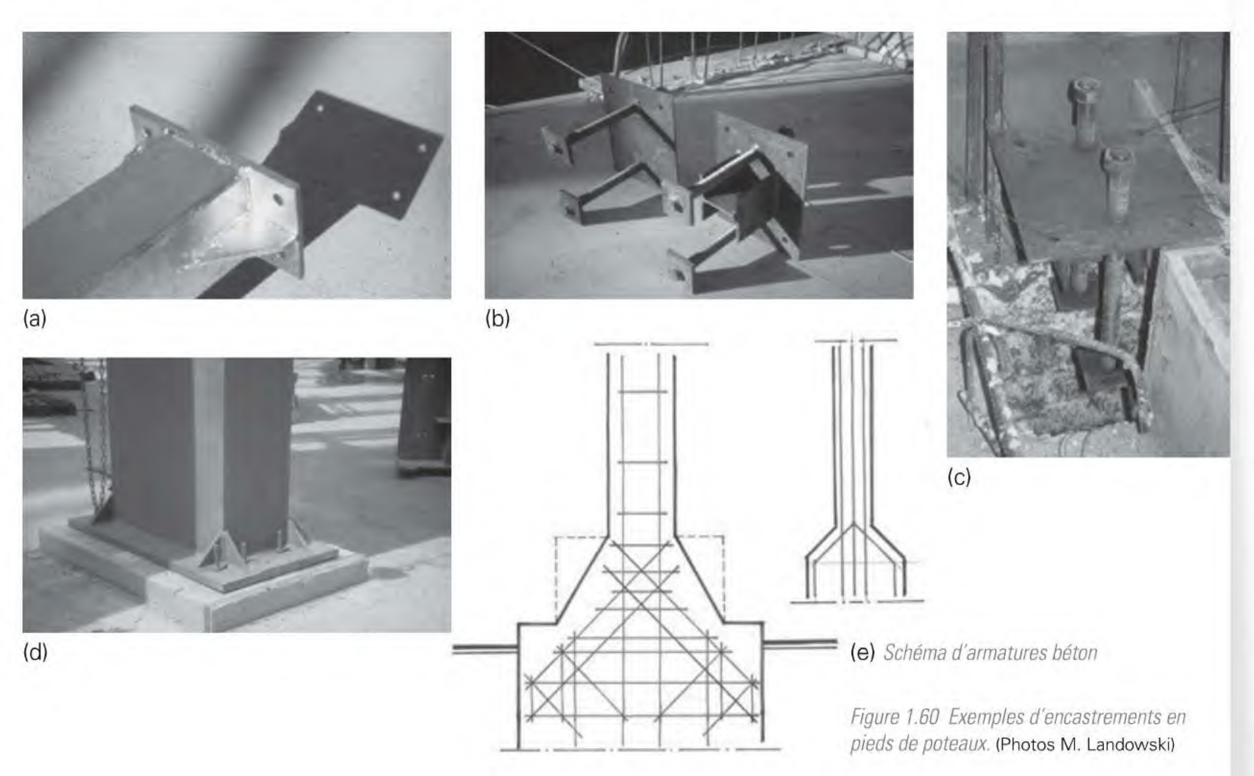
(e) *Avec du béton*

Figure 1.59 Exemples de liaisons articulées.

1.3.4.3 Encastrement en pied de poteau

Avant l'invention et la vulgarisation des bétons, l'encastrement en pieds des colonnes, des piles, des piliers et des poteaux était réalisé par le poids. Il s'agissait d'édifices très lourds et la relation au terrain porteur était la compression. Soit par l'évolution des techniques de taille liées à la performance croissante des outils et à la maîtrise de la géométrie (époque gothique en Europe), soit par la prise en compte de la souplesse des matériaux et en particulier de leurs liaisons articulées (architecture de bois en Asie surtout à partir du XIe siècle), soit par la découverte de structures et d'enveloppes plus légères et plus souples (systèmes mixtes à partir des colombages), le poids des édifices s'est allégé au fil du temps. De ce fait, le rôle de la compression dans la stabilité a diminué et a été remplacé par des liaisons plus rigides, notamment entre les fondations et la superstructure.

Pour encastrer un poteau dans une fondation, les techniques sont spécifiques des matériaux. Celles de l'acier et du bois sont analogues. La première exigence est que le pied du poteau soit équipé d'une platine n'autorisant pas la mise en articulation : les équerres de renforcement jouent une partie de ce rôle (Fig. 1.60a). La deuxième règle est que le poteau « se prolonge » dans le corps de la fondation pour s'en solidariser. Un système de platine et de barres d'ancrage joue ce rôle. Les photos présentées ne sont pas exhaustives et se réfèrent aux habitudes des entreprises et de leurs bureaux d'études techniques (Fig. 1.60b/c). Une fois en place, le pied de poteau encastré se présente sous la forme exprimée par la figure 1.60d.



(e) *Schéma d'armatures béton*

Figure 1.60 Exemples d'encastrements en pieds de poteaux. (Photos M. Landowski)

La photo 1.60d est cependant très « mécanique ». Le problème est de relier de façon rigide une section faible (celle du poteau métallique) à une section plus importante (celle de la platine). Pour cela, il suffit de souder une plaque en sous-face du poteau métallique et d'adjoindre des équerres. Il revient au dessin d'architecture de s'en emparer pour lui donner un peu d'élégance ou pour l'intégrer à la structure globale de l'édifice.

En ce qui concerne le béton, le principe est le même mais il doit être adapté au matériau, le profil épousant les armatures (Fig. 1.60e).

1.3.4.4 Articulation d'une poutre sur un poteau court

L'articulation d'une poutre sur un poteau crée un mouvement de flexion sous l'effet du poids propre comme des surcharges d'exploitation. Il y a donc lieu d'apporter un soin attentif à cet appui pour éviter de briser ou de déformer l'angle de rotation. Il est important d'assurer une continuité de la poutre support pour éviter la mise en rotation de la liaison et, ici encore, chaque matériau a sa propre technique de mise en œuvre.

Rappelons par ailleurs que les poteaux courts sont des poteaux composés d'éléments superposés séparés par des poutres qui reposent sur leurs sommets et leur servent d'assises. Il n'y a donc pas de réelle continuité mécanique (Fig. 1.61a). Les figures 1.61b/c montrent que le sommet du poteau se termine par une platine sur laquelle la poutre est boulonnée. Cette liaison peut concerner un encastrement (Fig. 1.61d) aussi bien qu'une articulation (Fig. 1.61e) dans les constructions modestes. Elle peut également être couplée avec une prise de contreventement (Fig. 1.61f).

Figure 1.61 (Photos M. Landowski)

(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



L'image 1.62a définit clairement le mode de mise en œuvre d'un système en porteurs courts sur plusieurs niveaux. En revanche, si les systèmes de poutres et de porteurs courts permettent toutes les approximations (Fig. 1.62b), il n'est pas évident que l'architecture puisse toujours en gérer la qualité.

Lorsque les charges sont très importantes, les liaisons doivent intégrer les effets de compression. Une trop grande compression bloque les possibilités de dilatations entraînant une déformation des poutres ou/et le renversement des poteaux ; l'interposition d'un joint souple d'articulation compense ces effets de compression et permet aux poutres de jouer sur le sommet des poteaux. Il ne s'agit pas de rotules mais d'amortisseurs (Fig. 1.62c).

(a)



(b)



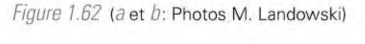


Figure 1.62 (*a* et *b* : Photos M. Landowski)

(c)



Aux points d'appuis sur les sommets des poteaux, les poutres accusent un changement de direction dans leur flexion. Pour éviter une déchirure ou une rupture, les liaisons sont renforcées par une mise en console et par un frettage (ajout d'anneaux extérieurs) axé sur le poteau (Fig. 1.63a). De plus, les dilatations sont assurées par une articulation appartenant à la poutre et posée sur le sommet du poteau, qui joue le rôle d'amortisseur au même titre que le tampon souple vu précédemment (Fig. 1.63b à d).

(a)



(b)



(c)



(d)



Figure 1.63
(Photos M. Landowski)

Un autre mode d'attache fait intervenir une console (Fig. 1.64a). L'appui de la poutre ne pouvant pas s'axer sur le poteau est pris en charge par une console (chapiteau) soudée sur la tête du poteau. Cette console est évidemment plus fragile qu'un appui direct et exige une inertie plus grande du poteau, c'est-à-dire un surdimensionnement ou un renforcement du frettage, pour annuler le risque de torsion. En béton, les effets et les conséquences sont les mêmes. En revanche, en bois, il est difficile de fretter, aussi les poteaux sont-ils l'objet d'une augmentation de section.

Les poutres peuvent être suspendues aux poteaux. Tous les matériaux, n'ayant pas les mêmes taux de tension, ne se prêtent pas à ces choix. Si l'acier est très performant, le bois et le béton y ont des limites et les modes d'accroche sont spécifiques des matériaux (Fig. 1.64b).

Figure 1.64 (Photos M. Landowski)

(a)



(b)



1.3.4.5 Articulation d'une poutre sur un poteau long

Rappelons qu'un poteau long est une barre non interrompue sur toute sa longueur, et selon qu'il s'agisse de béton, de métal, de bois ou de verre, chaque matériau a ses propres techniques pour assurer la continuité. Les poutres se fixent de façon latérale. La mise en œuvre d'une articulation se fait à l'aide de cornières boulonnées ou de platines (Fig. 1.65a à c), voire encore d'anneaux s'il y a changement de sections (Fig. 1.65d) ou d'anneaux portés par des consoles.

Figure 1.65 (Photos M. Landowski)

(a)



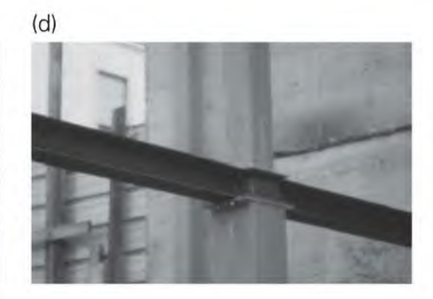
(b)



(c)



(d)



À la suite d'une impossibilité quelconque, des modifications de sections sur une ligne de portique sont évidemment une solution. Cette disposition donne à la liaison poutre/poteau un rôle de raidissement sans pour autant rejoindre le principe de l'encastrement dont il sera question plus avant. Cette technique s'appelle un *renforcement d'appui*.

Les liaisons sur poteaux carrés ou rectangulaires sont relativement simples. En revanche, pour les poteaux de section en disque, elliptique, ovalisée ou autre, il est nécessaire d'inventer des systèmes d'adaptation dont l'importance n'est pas négligeable et fait appel au dessin d'architecture (Fig. 1.66). Notons que la définition du poteau long n'implique pas nécessairement la continuité de la forme de sa section mais celle de sa raideur. Ainsi, pour une raideur k donnée, l'inertie géométrique sera $\frac{B{\cdot}H^3}{12}$ dans le cas d'un poteau rectangulaire et $\frac{D^4}{64}$ dans le cas d'un poteau rond. Il faudra faire en sorte que $I = \frac{B{\cdot}H^3}{12} = \frac{D^4}{64}$.

Figure 1.66 (Photos M. Landowski)

(a)



(b)



(c)

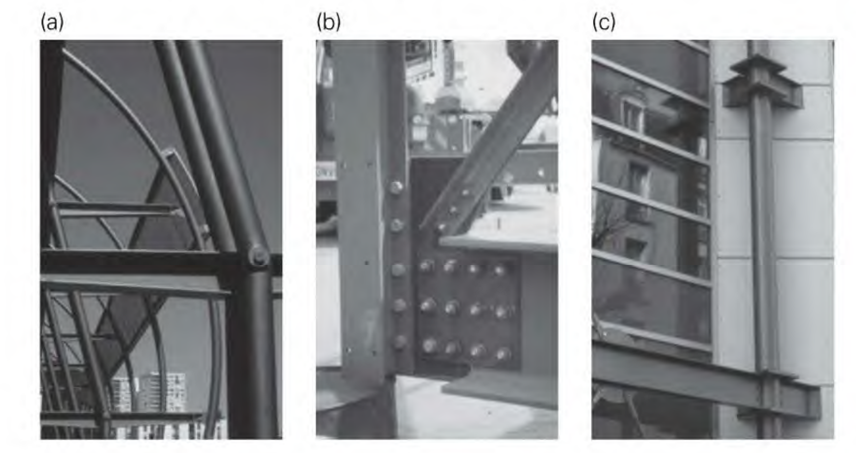


Une fois le principe compris, l'architecture peut s'emparer de son expression et apporter des solutions moins simplistes que celles des cornières. Il ne s'agit cependant pas de faire compliqué par plaisir mais d'allier l'exigence technique et d'autres apports tels que des coursives, des brise-soleil ou des brise-son, etc. Ainsi la fixation d'une poutre sur un poteau en deux points articulés est-elle une solution parmi tant d'autres (Fig. 1.67a) au même titre que celle figurant sur l'image 1.67b. Du point de vue purement technique, ces liaisons sont assurées par apport de goussets préfabriqués et boulonnés dont les réservations des trous sont calepinées en usine ou souvent

pré-montées avant d'arriver sur le chantier, notamment lorsqu'ils doivent être soudés. Ces éléments d'assemblages sont métallisés avant pose. En effet, passer les couches de protection sur place est un acte porteur de peu de qualité et le contact direct de deux plaques métalliques mal protégées est susceptible de créer une oxydation rapide, voire des arcs électriques. En revanche, les finitions se font sur place, une fois le montage terminé, ce qui élimine les traces d'éraflures (Fig. 1.67c).

Figure 1.67 (Photos M. Landowski)

(a) (b) (c)



1.3.4.6 Encastrement d'une poutre dans un poteau

Encastrer une poutre dans un poteau (ou dans un mur) consiste à créer une liaison rigide, indéformable. La liaison peut se faire dans le plan du portique, perpendiculairement au plan du portique, ou dans les trois directions L*x*, L*y* et L*z*.

Liaisons encastrées dans le plan du portique (Fig. 1.68)

Cette disposition technique est connue sous le nom de jambe de force, de contrefiche, de console, d'arc de triangulation, de triangle sphérique, selon les matériaux mis en œuvre (Fig. 1.68a/b). L'image 1.68c est celle d'une *console* métallique pour un portique d'une vingtaine de mètres de portée. De façon à rendre solidaires les deux ailes du profil en I du poteau, il a été disposé dans son âme et sur les plans de sollicitations maximales des frettes de renforcement. Cette technique est mise en œuvre dans tous les cas de figure. La console peut être remplacée par une *contrefiche*, ce qui est le cas pour les poutres en treillis, ou par un *lien*, expression plus consacrée aux structures en bois.

Dans l'histoire de l'architecture, ces solutions techniques minimales ont été magnifiées avec les arcs d'encastrement, qu'ils soient en pierre ou en maçonnerie (Fig. 1.68d), en acier (Fig. 1.68e) ou, avant, en fonte ou en fer comme en témoignent l'architecture de Baltard ou celle d'Eiffel parmi quelques autres (Fig. 1.68f/g). Le bois (Fig. 1.68h/i) et le béton ont apporté les réponses de leurs propres techniques à ce type de liaisons.



(a) *Renforcement d'un encastrement par frettage* (b) (c) *Encastrement avec console métallique…*

(d) *… ou en maçonnerie* (e) *Encastrement par triangulation*

(f) *Halles de Jonzac (Charente-Maritime)* (g)

(h) *Renforcement avec console…* (i) *… ou liens*

Figure 1.68 (*a* à *e*: Photos M. Landowski)

Liaisons encastrées perpendiculairement au plan du portique (Fig. 1.69)

Sous l'effet d'une pression horizontale transversale au plan du portique, poutres et poteaux vont se déformer et les nœuds d'accroche seront fortement sollicités. Leur résistance est liée à la mise en œuvre de deux plans de triangulation, perpendiculaires au plan du portique, l'un vertical et l'autre horizontal. L'architecture a traduit cette contrainte technique en fonction des matériaux disponibles. Les images 1.69a/b montrent une solution très largement répandue en croisant les barres de butées, en l'occurrence les arcs de triangulation. L'architecture byzantine a largement adopté ce système où les quatre pendentifs des coupoles assurent la stabilité en plan dans les deux directions mais pas l'encastrement sur les porteurs dans la troisième direction (verticale). En effet, les coupoles reposent sur les porteurs par l'intermédiaire d'articulations (chapiteaux) alors que ces mêmes porteurs sont articulés en pieds. Il manque l'apport des barres verticales de contreventement et il a été partiellement suppléé à cette erreur de conception, d'une part en raidissant les futs des colonnes par des frettes pour limiter les effets du cisaillement et, d'autre part, en rapportant des barres métalliques parallèles au plan et en biais pour limiter les risques de mouvements horizontaux, c'est-à-dire la sollicitation des chapiteaux. En d'autres lieux comme aux Météores (Grèce) par exemple, les barres reliant les bases des pendentifs au sommet des porteurs sont en bois. On peut regretter que les architectes byzantins n'aient pas su inventer l'autostabilité des coupoles d'autant que les régions concernées par cette typologie sont souvent soumises aux charges sismiques.

À l'époque romane puis au temps des cathédrales gothiques, le rôle pressenti d'anneau de compression attribué aux coupoles de l'époque byzantine fut remplacé par les croix de saint André traduites par les voûtes d'arêtes et les voûtes en arc de cloître (Fig. 1.69c/d). Cette triangulation en croix venait renforcer les liaisons triangulaires perpendiculaires dévolues aux arcs doubleaux et formerets.

Le bois venu de la navale, et plus tard la fonte et le fer notamment pour les grandes verrières européennes (Crystal Palace, Petit et Grand Palais, grands magasins, etc.), puis le béton et l'acier vont continuer ces réponses géométriques en exploitant au mieux les performances de ces matériaux (Fig. 1.69e).

Si les techniques d'encastrement dans le plan du portique se contentent souvent de technologies spécifiques, il n'en est plus de même pour assurer la rigidité transversale des nœuds. Les halles en bois des villages qui les ont conservées sont démonstratives du génie d'assemblages qui devaient être mis en œuvre. Elles révèlent aussi un encombrement important peu compatible avec une architecture pour habiter. Il est donc rare de pouvoir

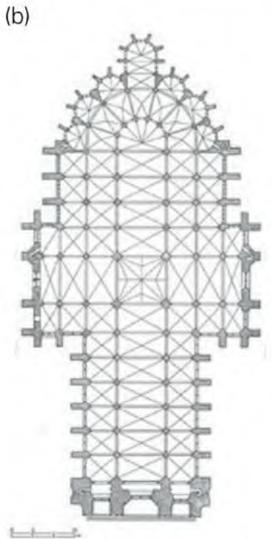
produire des exemples contemporains. Les architectes ont d'emblée intéressé l'ensemble de la structure pour assurer la résistance transversale des nœuds par l'exploitation technique puis plastique des contreventements.

Figure 1.69 (*d* et *e*: Photos M. Landowski)

(a) *Le recours à la coupole sur pendentifs*



(b)



(c)



(d)



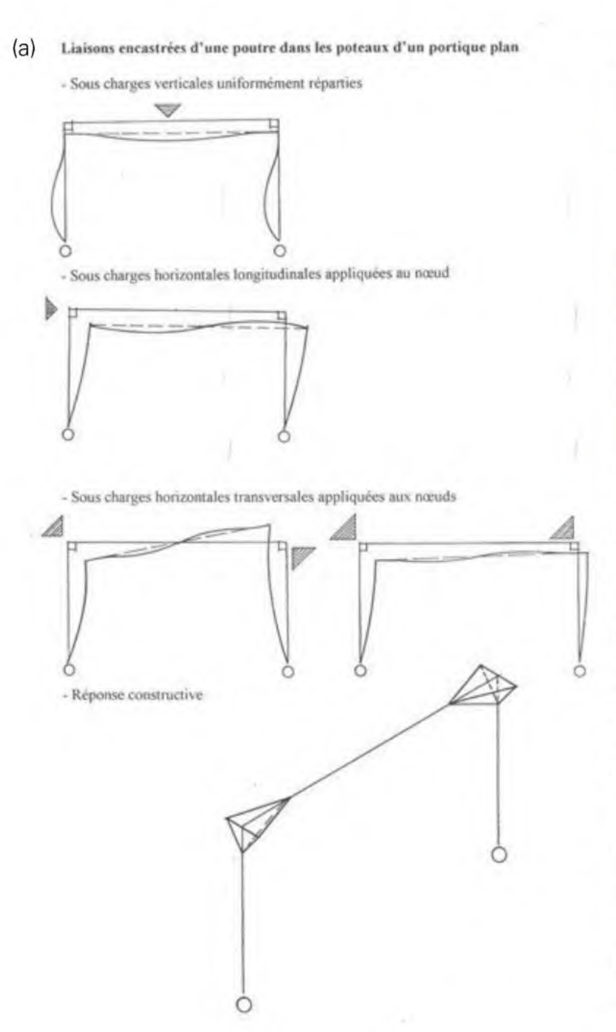
(e)



Liaisons encastrées dans les trois directions (Fig. 1.70)

À plus forte raison, la conception globale de résistance a-t-elle été retenue lorsqu'il fallait que les liaisons poteaux/poutres résistent dans les trois dimensions. Là encore, chaque matériau a poussé au maximum les solutions constructives propres. Lorsque régnaient la pierre et la brique, la géométrie apportait des solutions basées sur la compression : il s'agissait initialement des anneaux de compression et/ou des butées en cul-de-four (Fig. 1.70b). Au temps des cathédrales gothiques, elles seront renforcées par le pliage en trois dimensions, que ce soit en Europe continentale (Fig. 1.70c) ou en Grande-Bretagne (rappel, Fig. 1.25c).

Figure 1.70







L'invention des planchers en béton à la fin du XIXe siècle a substitué le rôle de raidisseur horizontal (triangulation) jusqu'alors assuré par les voûtes que la Renaissance puis l'époque classique avaient aplaties au maximum pour économiser du volume. Verticalement, la résistance des liaisons a continué d'être assurée par la géométrie héritée des culs-de-four et du pliage. De l'époque haussmannienne jusqu'au début du XXe s., les villes du monde vont adopter ce mode constructif qui dessina un des grands moments de l'architecture internationale (Fig. 1.71a).

Du plus modeste ouvrage (Fig. 1.71b/c) au plus important, quelle que soit sa fonction (Fig. 1.71d), la résolution de la résistance des liaisons encastrées aux nœuds est passée par une conception globale de la triangulation des plans dans les trois dimensions plutôt que par la recherche d'attaches techniquement spécifiques. Dans les constructions avec le bois, le plancher rainuré-bouveté assure souvent l'encastrement horizontal. C'est l'architecture qui a apporté les réponses à des solutions ponctuellement difficiles (Fig. 1.71e à i).

(a) *Paris*

Figure 1.71

(b)

(c)

(d) *Paris*

(e) *Stuttgart*

(f) Id.

(g) Id.

(h) Id.

(i)

1.3.4.7 Articulation d'une poutre sur une poutre

Poser une poutre sur une autre poutre est une solution simple acceptable à petite échelle. La poutre portée risque de se renverser sur la poutre portante, ce qui exige de trouver un mode de calage latéral, rôle que tiennent les échantignolles pour les pannes des charpentes en bois ou les cornières pour celles des charpentes métalliques. De tout temps et quel que soit le

matériau employé, les concepteurs ont cherché le moyen de solidariser les poutres sur un plan donné en accrochant la poutre portée sur le flanc de la poutre portante, souvent pour gagner de l'épaisseur.

Il existe un certain nombre de solutions techniques appropriées aux matériaux. Toutes doivent résoudre le problème du dressage des extrados lorsqu'il y a lieu de rapporter ensuite un plancher, qu'il soit coulé sur un coffrage perdu ou récupérable, ou qu'il soit sec.

Les assemblages de poutres métalliques sont souvent les plus difficiles à résoudre car ils exigent un calepinage de découpe précis (Fig. 1.72).

Figure 1.72 (Photos M. Landowski)

(a)



(b)



(c)



(d)



Les assemblages en bois se heurtent à la faisabilité des liaisons par emboîtement qui nécessitent souvent un surdimensionnement des poutres porteuses (Fig. 1.73).

Figure 1.73

(a)



(b)



(c)



Les assemblages en béton nécessitent un coffrage et une mise en œuvre des armatures très soignés, aucune rectification n'étant possible après le coulage. S'il est des liaisons qu'il vaut mieux éviter de faire en raison des risques de cisaillement (Fig. 1.74a), la règle est que les armatures soient linéiques et sans discontinuité (Fig. 1.74b). Si les poutres sont préfabriquées, les liaisons sont articulées soit en coulage direct, soit avec des goussets ou des platines boulonnées, ce qui apparente le montage à celui des poutres métalliques (Fig. 1.74c/d). Les assemblages mixtes sont articulés et se font à l'aide de platines boulonnées.

Figure 1.74



1.3.4.8 Encastrement d'une poutre dans une poutre, dans un plan donné

L'encastrement fonctionne essentiellement dans le plan du plancher ou de la paroi, soit en deux dimensions. De tous les modes de liaison rencontrés précédemment, l'encastrement d'une poutre dans une autre poutre, pour être fréquent en Travaux publics, l'est moins pour les bâtiments. En effet, les planchers doivent être rigides ; toutefois, faire cohabiter une structure

portante très rigide avec une dalle de béton, également très rigide mais moins que la trame de poutres portantes, peut générer des désordres importants par cisaillement. La priorité est donc donnée au plancher (béton coulé ou sec), ce qui explique de préférer que le jeu de poutraisons soit plus souple. Les encastrements se font par la triangulation du nœud de liaison. Les croquis présentés sont, pour chaque matériau, une solution parmi d'autres. Avec le béton, ce sont les armatures qui assurent l'encastrement tandis que le béton le confine (Fig. 1.75a). En bois, sont rapportés des liens, des jambes de force, fichés dans les pièces à solidariser (Fig. 1.75b). Les techniques de l'acier mettent en œuvre une console soudée ou boulonnée, voire rivetée s'il s'agit de fer (Fig. 1.75c).

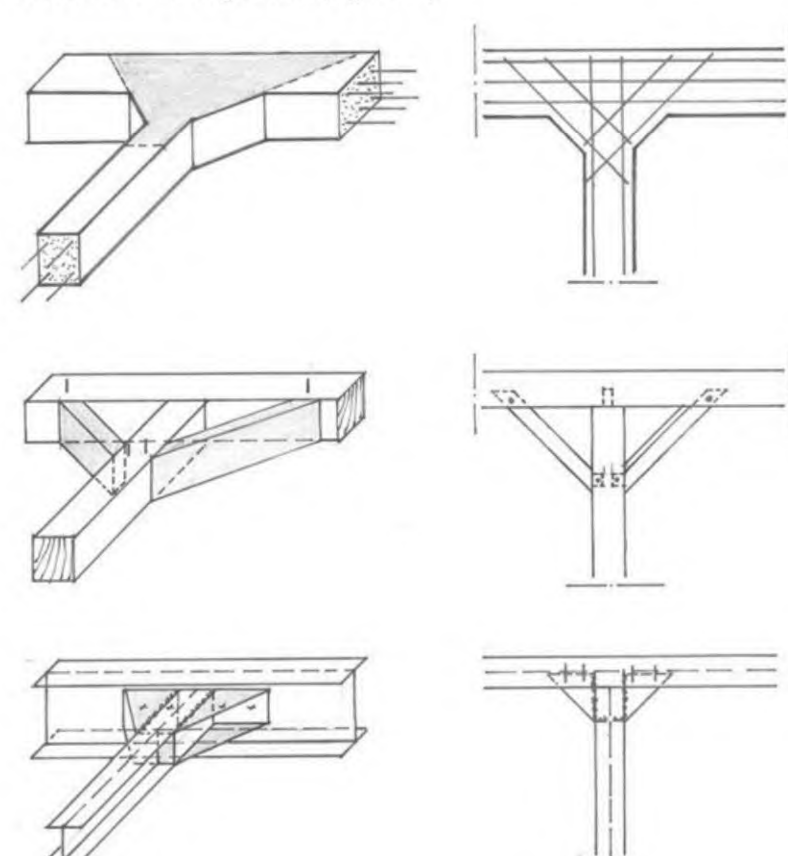


Figure 1.75

(a) *Avec le béton*



(b) *Avec le bois*



(c) *Avec le métal*

1.3.5 CONTREVENTEMENTS ET TRIANGULATION

Le mot « contreventement » nomme une disposition technique visant à assurer la résistance à la déformation d'une surface plane sous l'action d'une charge quelconque mais en général et par convention verticale ou horizontale, parallèle à son plan. Deux systèmes peuvent être retenus : l'un est le plan plein et rigide ; l'autre est un assemblage de triangles organisés pour donner au plan une rigidité homogène, géométrie indéformable par excellence (Fig. 1.76-1 et 1.76-2).

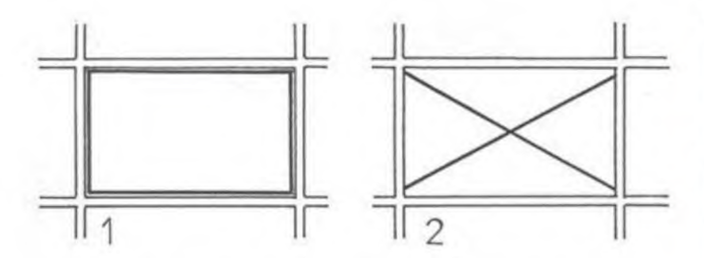


Figure 1.76-1 (1) Contreventement par anneau de remplissage plein ; (2) contreventement en croix de saint André.

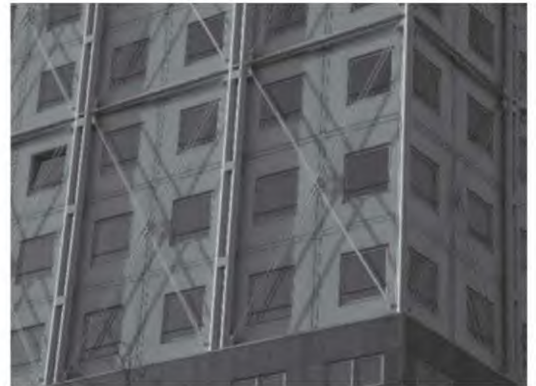


Figure 1.76-2 Exemple de contreventements en croix de saint André, à Amsterdam.

Traditionnellement, la stabilité d'un volume est assurée par le contreventement de ses trois directions, une horizontale et deux verticales. Le contreventement horizontal est réalisé par les planchers, chaque matériau le composant ayant mis au point sa propre technologie (Fig. 1.76-3 et *cf. Les structures-poids*, chapitre 5).

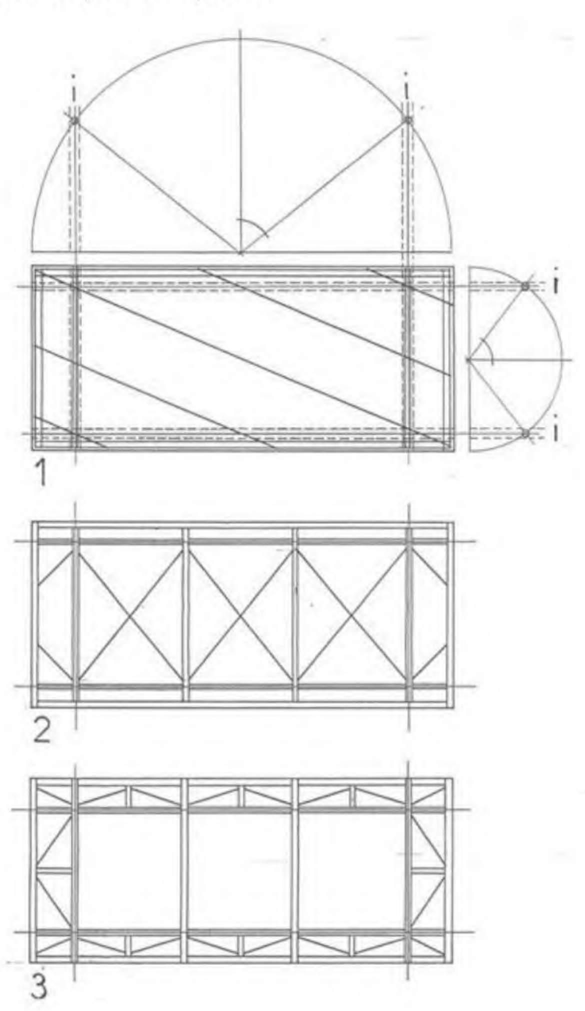


Figure 1.76-3 Exemples de structures de planchers courants en béton armé, acier et bois.

(1) Plancher béton armé avec ceinture, poutres d'inflexion (i) et barres de contreventement mais représenté sans la trame basique d'armatures et de poutres intermédiaires intégrées

(2) Plancher métallique avec ceinture, poutres d'inflexion (i), poutres intermédiaires et contreventements mais représenté sans l'habillage du plateau

(3) Plancher bois représenté avec ceinture, poutres intermédiaires, poutres d'inflexion (i), contreventement mais sans les planches ou les panneaux d'habillage

Verticalement, chaque composante d'une trame doit être contreventée dans les deux directions L*x* et L*y* (Fig. 1.76-4).

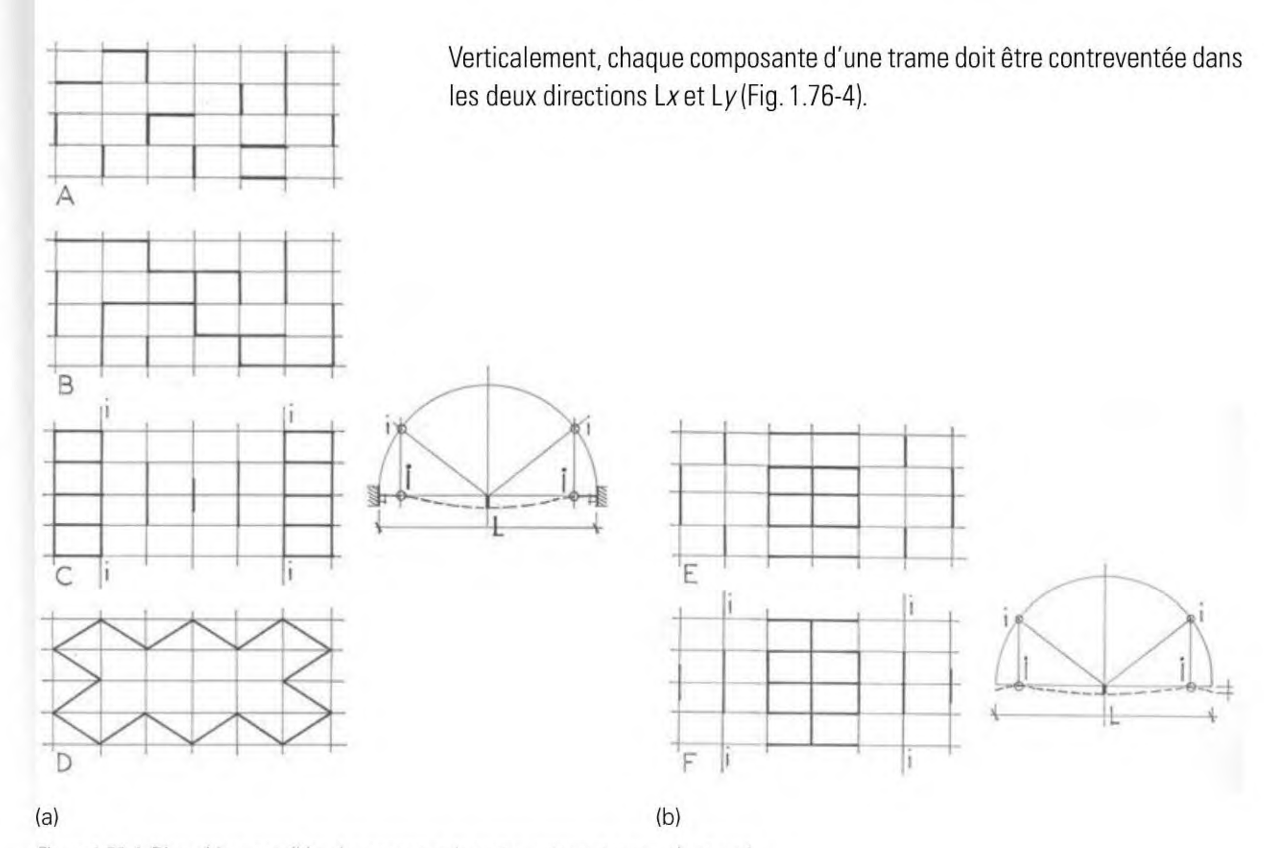


Figure 1.76-4 Dispositions possibles des panneaux de contreventement sur un plan tramé.

Légende de la figure 1.76-4 :

– (A) La règle élémentaire en physique est qu'un plan doit être contreventé une fois sur chacune de ses files de directions, tant dans un sens que dans l'autre. L'image fait état d'un désordre volontaire puisque, si horizontalement chaque ligne est contreventée une fois, ce n'est pas le cas verticalement où il y a surabondance théorique de contreventements (2 et parfois 3 au lieu d'un seul). Pourquoi avoir ainsi dessiné ? Plusieurs raisons. L'une est que la physique mécanique n'est pas applicable aussi théoriquement au bâtiment. Il ne suffit pas d'un panneau de contreventement sur une file de mur ou de poteaux : ce serait faire fi de la matérialisation de la structure et donc des variations de souplesse des matériaux et des liaisons. La deuxième raison est que la rigidité d'une structure est en grande partie définie par les éléments de contreventements et donc qu'il n'est pas d'*a priori* sur le nombre de ceux-ci. La troisième s'inscrit dans la logique des deux précédentes : lorsque deux panneaux successifs de contreventement dans une même direction ne sont pas alignés, il se crée, avec la direction qui leur est perpendiculaire, un bras de levier ; il serait alors demandé au plancher de bien vouloir assurer le non-fonctionnement du levier par une grande rigidité mais l'énergie de torsion pourrait créer dans les murs ou les poteaux porteurs des ruptures biaises. Une quatrième est qu'une file de porteurs peut être constituée

de murs pleins, de murs en partie évidés (pour les portes par exemple) et de poteaux. Les inerties sont différentes sur la même ligne et celle-ci peut alors présenter des valeurs de rigidité différentes tout au long de sa linéarité. Le bâtiment n'est pas de la physique théorique.

– (B) Au stade de la conception initiale, le contreventement dans chaque file doit représenter entre 30 et 40 % de la surface concernée. Bien entendu, il ne s'agit que d'une règle statistique qui sera amendée en fonction des raideurs à obtenir mais aussi des exigences du programme d'occupation des lieux, car il s'agit d'architecture. Respecter strictement cette règle conventionnelle des 30–40 % induit des incompatibilités analogues et inverses à celles qui ont été listées précédemment en introduisant par endroit beaucoup trop de raideur.

  Les schémas qui suivent sont des exemples de mise en compatibilité entre les exigences du programme d'architecture et celles de la gestion des raideurs pour la conception de la structure. La géométrie est appelée pour remettre de l'ordre dans le dessin du bâtiment, ce qui amène inévitablement à une certaine symétrie comportementale où deux règles vont devenir incontournables : l'une est la matérialisation des lignes d'inflexion dans les deux directions principales du plan, ce qui se définit à partir de l'angle à 50–55° sur la verticale ; l'autre est la recherche de l'identité d'inertie dans une direction et dans l'autre malgré des dimensions différentes. Ceci impose le respect de la régularité tant géométrique que mécanique (voir *Risque sismique et patrimoine bâti*, chapitre 1).

– (C, D) Les plans de contreventement pour les files tant horizontalement que verticalement ne sauraient rester aléatoires ; il s'agit d'architecture et non seulement de physique. Il faut donc organiser les panneaux de contreventement de façon à ne pas oblitérer l'habitabilité de l'édifice. Une solution est de contreventer en considérant l'ouvrage comme une poutre raidie à ses extrémités (encastrée), depuis les pignons jusqu'aux files ii. Au-delà pour l'une (à gauche) et en deçà pour l'autre (à droite), se situent les raidissements d'enveloppe, ceux-ci allant en s'assouplissant vers le centre.

– (E, F) À l'inverse, le plan peut être considéré comme une poutre raidie en son centre (noyau) et allant en s'assouplissant vers ses extrémités. Les files ii recevront un raidissement proportionné.

Cependant, tous les bâtiments ne sont pas conçus sur un système de trame orthogonale, géométrie du reste de moins en moins d'actualité. Il faut alors revisiter le plan à partir des porteurs et faire en sorte qu'aucun d'eux ne soit isolé. Le recours à la triangulation devient alors la solution souvent la plus économique, à condition de cumuler les deux fonctions de panneaux porteur et de contreventement (Fig. 1.76-5).

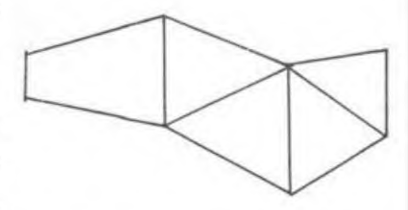


Figure 1.76-5 Triangulation sur un plan aléatoire (voir la partie sur les systèmes réticulés, in Les structures de hautes performances*).*

Enfin, il ne suffit pas de contreventer les trois directions, encore faut-il les rendre interdépendantes par un jeu d'encastrements. Comment le réaliser ? Deux solutions se présentent.

• L'une est purement géométrique et un livre pourrait être écrit sur les différentes formes assurant la stabilité tant en plan qu'en volume. Prenons pour exemple les plans basilicaux qui traversant les âges, ont dessiné les églises, puis plus tard les marchés couverts et certaines grandes halles d'expositions. Un autre exemple est celui des voûtes, qu'elles soient d'arêtes, de cloître, qu'il s'agisse de coupoles sur pendentifs ou sur triangles sphériques, ou qu'elles soient d'une géométrie autostable comme celle du CNIT sur le parvis de la Défense à Paris, ou comme celle de la basilique Pie-X de volumétrie elliptique, dans le sanctuaire de Lourdes. Géométrique encore sont les coupoles de brique ou de mortiers des mosquées souvent édifiées sur des sols à risques sismiques et qui ont traversé les siècles, telles Sainte-Sophie ou la mosquée bleue à Istanbul (Fig. 1.76-6).

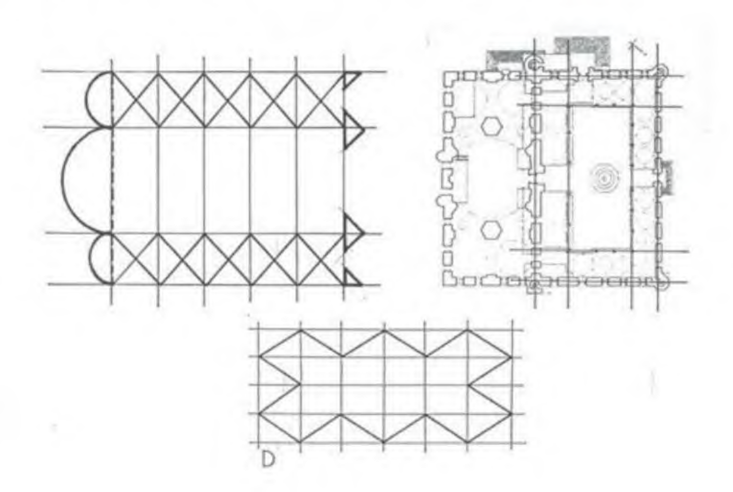
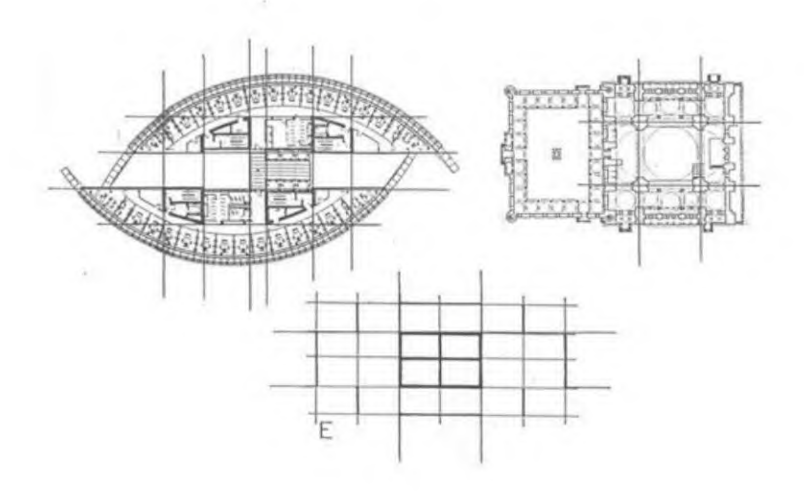
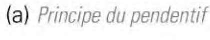


Figure 1.76-6 (D) Interdépendance à partir d'un périmètre triangulé. (E) Interdépendance à partir d'un noyau raidisseur. (Rappel, Fig. 1.76-4)

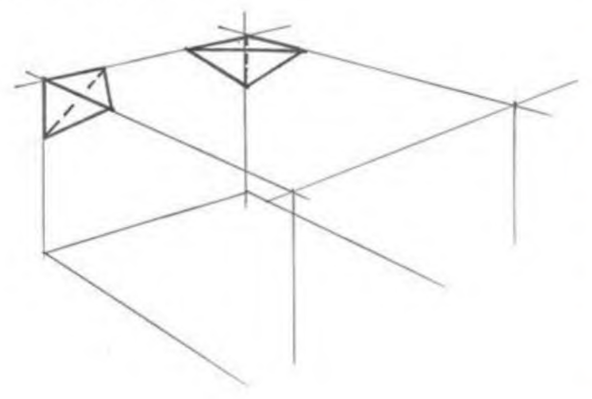


- L'autre solution est d'ordre technique et un autre livre pourrait aussi lui être consacré. Il s'agit des liaisons pyramidales entre trois plans de contreventement afin de les rendre solidaires et indéformables. Les triangles sphériques cités précédemment, qui font passer d'un plan circulaire de coupole à un plan carré de transept, en sont un exemple. L'architecture gothique anglaise a même poussé l'invention jusqu'à faire une voûte entière de cet ouvrage de liaison (rappel, Fig. 1.25c). Assurément, l'architecture en bois a largement puisé dans le registre, en témoignent les prouesses remarquables d'invention de nombreux marchés couverts très soigneusement entretenus du centre de la France (Creuse, Corrèze, Limousin…) ou encore ceux d'Alsace, sans oublier les toitures-terrasses également en bois de nombre de bâtiments de l'Europe centrale et de l'Asie. L'industrialisation du XIXe siècle a mis en œuvre à son tour les pyramidaux reliant les poteaux en fonte aux planchers et charpentes en fer (Fig. 1.76-7).

Figure 1.76-7 Pyramidaux, pendentifs, triangles sphériques, autant de moyens pour passer d'un plan carré ou rectangulaire à un plan polygonal, circulaire, ovalisé ou elliptique.



(a) *Principe du pendentif*



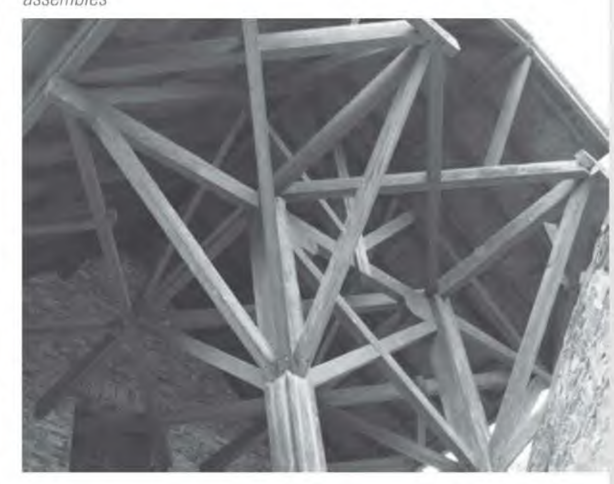
(b) *Interprétation en bois*



(c) *Interprétation en maçonnerie*



(d) *Faire de l'architecture avec un seul pendentif ou deux pendentifs assemblés*



Par habitude de langage, le terme de « contreventement » est utilisé pour définir la stabilité globale d'un édifice alors qu'il ne devrait se limiter qu'aux plans. Il est alors préférable de parler de *triangulation*, terme plus ouvert à une image de la stabilité d'un volume entier.

Le savoir est né avec l'architecture navale, une architecture de bois qui concernait les mesures constructives à mettre en œuvre pour que le navire dans son entier résiste aux pressions aléatoires du vent et de la mer tout en exploitant leurs énergies. La transposition de l'idée est venue naturellement dans la conception des moulins à vent. Si certains d'entre eux sur les côtes portugaises ou espagnoles de l'Atlantique ont installé leurs ailes de façon fixe face à l'océan, d'autres ont cherché à capter la direction la plus favorable des vents en faisant pivoter leurs toitures quand ce n'était pas le corps entier. Les Pays-Bas ou ceux de l'Europe centrale en ont conservé le souvenir. Ces édifices ne pouvaient se contenter de l'assemblage de trois plans de contreventement ; il fallait aller au-delà et intégrer une triangulation globale, ce que Eiffel et, depuis, tous les constructeurs de ponts et de tours métalliques comme d'avions, de voitures ou de bateaux ont rapidement compris ; en effet, un pont est fait pour franchir une dépression dont l'axe est la direction des vents dominants. L'ouvrage leur présente son inertie minimale. De plus, chacun sait que le vent n'exerce pas, sur une surface, une pression régulière ou constante et parfaitement perpendiculaire : il balaie, même si pour pouvoir faire des calculs assez simples les règles NV en vigueur (neige et vents) en ont normalisé l'action sur un bâtiment en retenant le cas le plus défavorable. Le pont ne saurait réagir par tronçons au vent : il globalise la réaction solidarisant tous ses constituants sur toute sa longueur ; il est réticulé.

Quant aux bâtiments de l'Histoire, ils étaient édifiés de deux façons. Il s'agissait de murs en maçonnerie portant les poutres des planchers ; leurs poids en assuraient la stabilité quelle que soit la force du vent. Il pouvait aussi s'agir de structures en colombage à partir de portiques ou de panneaux d'ossature avec un remplissage plus ou moins rigide. Les plans étaient effectivement contreventés dans les deux directions verticales plus ou moins orthogonales et dans une direction horizontale, celle du plancher. Ces trois plans étaient souvent solidarisés entre eux à l'aide de contrefiches qui assuraient la stabilité structurelle de l'ensemble.

Les charpentes composées traditionnellement de fermes reliées entre elles par des pannes sont stabilisées par des contrefiches dont l'importance est souvent telle qu'elles imagent la triangulation.

Avec la vulgarisation des systèmes à ossatures ou en portiques depuis la fin du XIXe s., les architectes et les ingénieurs préfèrent le terme « triangulation », une géométrie symbolique de l'indéformabilité. En effet, si le vent reste un acteur de la sollicitation horizontale des structures, leur légèreté relative

les met également à la merci des vibrations permanentes ou occasionnelles des sols, des dilatations et des mouvements des charges internes. Pour cette raison, la triangulation dans les trois dimensions rajoute à la géométrie, la résistance des barres (compression, tension, flexion, torsion et cisaillement) et l'adaptation de leurs liaisons (les nœuds) afin de gérer au mieux le niveau de rigidité de l'ensemble de l'édifice.

Les différents modes de liaisons des barres entre elles ont été décrits précédemment. Il convient maintenant de compléter le besoin de stabilité générale que ces accroches ne sauraient assumer à elles seules, par la conception et la mise en œuvre de la triangulation de l'ensemble de l'édifice.

Le volume géométrique minimum (isostatique) stable est une combinaison de trois triangles dont les côtés sont adjacents deux par deux et dont les nœuds sont les points de concours de trois des six barres. Il s'agit d'une pyramide (Fig. 1.76-8). Dès lors, l'invention architecturale va devoir s'étayer sur ce principe de stabilité. Bien entendu, il ne s'agit pas de vouloir faire vivre les gens dans des assemblages de pyramidaux mais de concevoir des structures dont la dégradation géométrique virtuelle revient à la reconstitution d'un assemblage de pyramidaux (et inversement, de grader des assemblages de pyramidaux pour en faire de l'architecture). L'architecture n'étant pas limitée à une affaire de géométrie, la résistance sera demandée de façon variable aux nœuds ou/et aux barres. Il n'échappe pas à l'auteur que cette explication peut receler une dimension quelque peu abstraite : elle va progressivement être matérialisée dans son fond ainsi que dans sa forme.

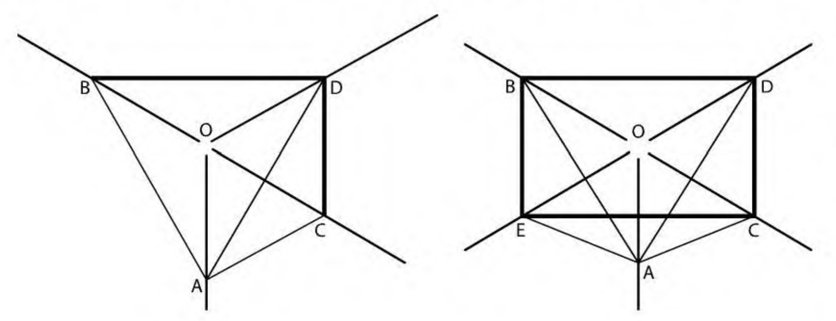


Figure 1.76-8 La triangulation.

1.3.5.1 Des liaisons au contreventement des plans

Le croquis 1.77a montre deux portiques parallèles (ils pourraient ne pas l'être), dont les poteaux sont en articulation en pied et portent des poutres liaisonnées par encastrement. Ils sont reliés entre eux par des barres d'écartement, des *butons*, dont les liaisons avec le haut des poteaux sont articulées. Cet ensemble de deux portiques parallèles n'est stable dans aucune de ses trois directions.

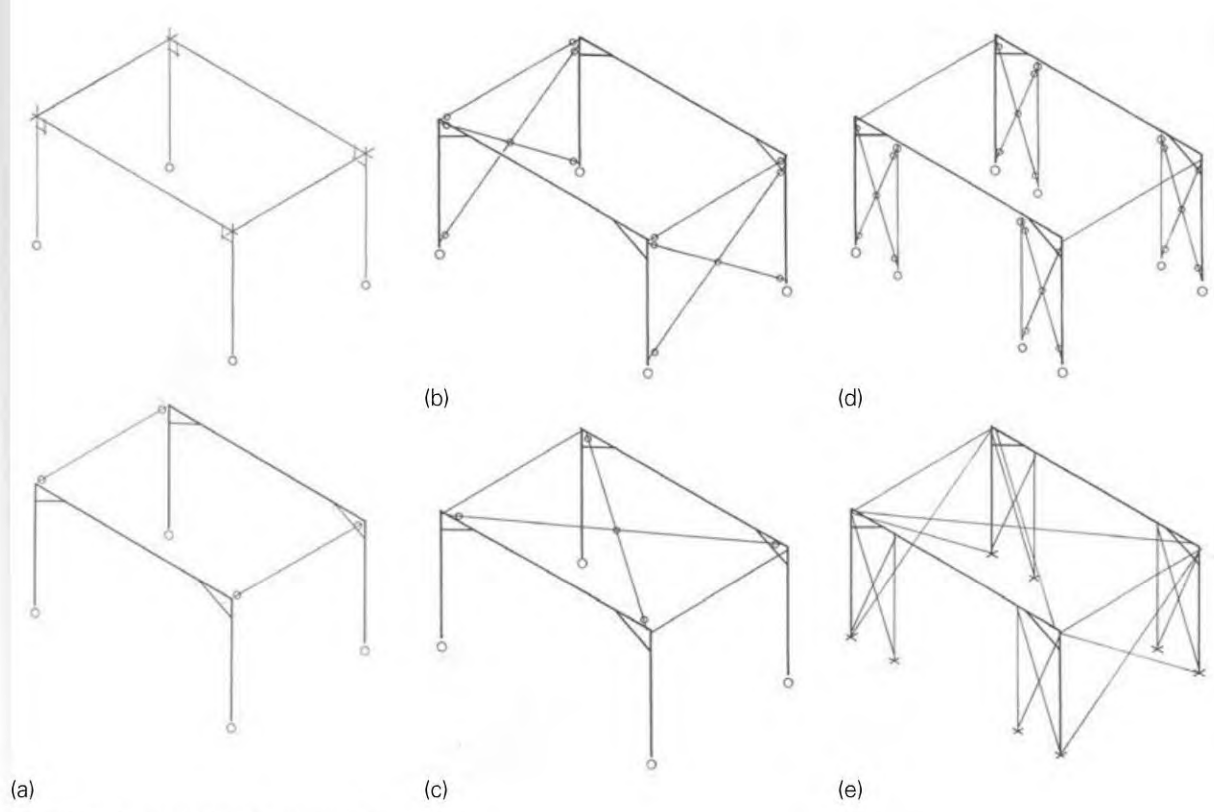


Figure 1.77 Scénario de la mise progressive en contreventement par plans d'un volume simple.

Pour rendre cet ouvrage stable transversalement, les butons étant articulés sur le haut des poteaux, il est nécessaire de mettre en place un contreventement qui relie les hauts des poteaux avec leurs pieds (Fig. 1.77b). Horizontalement, la stabilité sera assurée par un contreventement qui relie entre eux les extrémités des poutres des deux portiques (Fig. 1.77c). Le recours aux barres de contreventement, toutes articulées aux liaisons, évite la mise en parallélogramme de la géométrie des barres.

Il reste à assurer la stabilité longitudinale des deux portiques parallèles. Les encastrements des poutres sur les poteaux ne définissent que les liaisons et non la stabilité. Cependant, la rigidité qu'elles apportent aux portiques permet de diminuer l'impact des contreventements. Rappelons que, pour chaque portique, il suffit alors de ne contreventer en première approche qu'environ 30–40 % de la surface du plan. Pour cela, il est possible de ne mettre le contreventement que d'un côté mais il est préférable d'en équilibrer le fonctionnement par symétrie (Fig. 1.77d). Il existe un certain nombre de techniques pour contreventer une surface ; celle qui est dessinée étant la plus courante, mais elle handicape la fonction d'usage dès lors qu'il faut assurer un passage dans ces surfaces. Il appartient au concepteur d'inventer la triangulation de ce plan. Sur la figure 1.77d, les croix de saint André en X sont fixées en pieds et aux sommets des poteaux des portiques. Il est nécessaire de rajouter un autre poteau qui sera articulé à chacune de ses extrémités, au pied et en tête duquel viendront s'articuler

les barres de contreventement. La figure 1.77e conclut par le contreventement dans les trois dimensions.

Cet exemple simple résume quelques définitions de base :

– une liaison encastrée d'une poutre sur un poteau de portique n'assure pas la stabilité. Elle y participe, raison pour laquelle le contreventement n'est pas nécessaire sur toute la surface du plan du portique (30–40 %) ;

– les poteaux intermédiaires rajoutés pour fixer les barres de contreventement n'ont pas vocation à porter les poutres. Pour cette raison, ils sont articulés à leurs extrémités. Néanmoins, par économie, ils servent souvent à alléger la section des poutres ;

– verticalement, ce sont les poteaux et non les poutres qui sont contreventés et les attaches doivent être implantées en conséquence ;

– horizontalement, ce sont les poutres maîtresses qui sont contreventées et non les poteaux ;

– les barres de contreventement ont toutes leurs liaisons articulées.

Une question se pose de savoir si on peut éliminer les croix de saint André ou autres barres de triangulation des plans en leur substituant des encastrements. Une première réponse a été donnée précédemment : faire des liaisons très rigides transfère la prise en charge de l'énergie dans les seules barres (poteaux et poutres), ce qui en appelle à l'élasticité (*E*) des matériaux qui les composent et à leur inertie de section (*I*). Si l'édifice existe, il n'est pas possible d'augmenter l'élasticité à moins de remplacer par exemple des poteaux en brique par des poteaux métalliques, ce qui s'écrit plus facilement que cela ne se réalise ; il est également difficile d'augmenter l'inertie de ces mêmes poteaux. Pour ces raisons, la conception architecturale ne saurait faire abstraction du choix des matériaux dès le premier trait de crayon, qu'il s'agisse d'un bâtiment neuf ou d'un édifice nécessitant une reprise de structure. À ceci se rajoute la difficulté des assemblages car les liaisons des poteaux et des poutres deviendraient des pyramidaux et architecturalement le traitement en serait compliqué, ne serait-ce qu'en raison du volume occupé par ces encastrements. De plus, les croix de saint André ou autres systèmes de triangulation en plan assurent une certaine souplesse. En leur absence, cet apport de souplesse reviendrait aux seules barres (avec la déformation par torsion qui en découlerait) puisque les nœuds encastrés seraient très rigides. Enfin, si les barres devaient assurer seules la résistance à leur propre déformation, il faudrait en augmenter l'inertie, c'est-à-dire la section et donc le coût (doublé d'une architecture d'aspect nécessairement plus massif).

Une autre question se pose de savoir s'il faut mettre des croix de saint André, ou un autre système de contreventement des plans, partout (Fig. 1.78a), ce



(a) *Lisbonne*

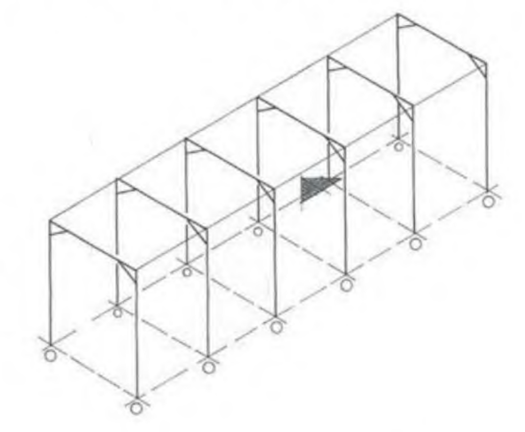


(b) *Lisbonne*

Figure 1.78 Où mettre les contreventements et combien en mettre ?

qui du point de vue architectural risque de poser quelques problèmes tant au niveau de la pratique de l'occupation des lieux que de l'esthétique générale. De plus, au niveau mécanique, le risque est de donner à l'immeuble une rigidité non homogène. La seule loi est celle qui sort du calcul des raideurs selon l'architecture voulue pour chaque édifice (Fig. 1.78b). Il en est de même des trames de poutrelles pour les planchers à ossature, alors que les dalles en béton sont raidies au maximum par une armature en diagonale, plus d'ailleurs pour une question de confort que de stabilité.

Prenons le cas d'un petit immeuble dont la structure principale est constituée de six portiques (Fig. 1.79a). Les planchers intermédiaires ne figurent pas sur le dessin référencé, s'agissant de poteaux longs. Cet ensemble se comporte comme une poutre posée sur le sol. Afin de contrôler ses déformations, c'est-à-dire de ne pas être soumis à l'image des mouvements qu'exagèrent ceux d'une anguille vivante posée sur une plaque, cette poutre est raidie à ses deux extrémités. Ceci se fait en couplant les encastrements en tête dans le plan des portiques avec les contreventements dans les deux dimensions restantes (Fig. 1.79b). Cette première approche n'est pas issue du calcul mais de la simple géométrie des déformations. Ensuite, le calcul devient nécessaire pour apprécier l'importance de la flèche prise horizontalement dans le sens transversal de la partie centrale non contreventée de la poutre ainsi que celle de chacun des poteaux en flambage.



(a) *Ensemble soumis à une pression horizontale latérales*

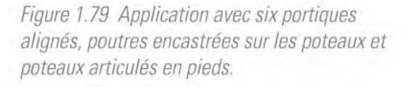
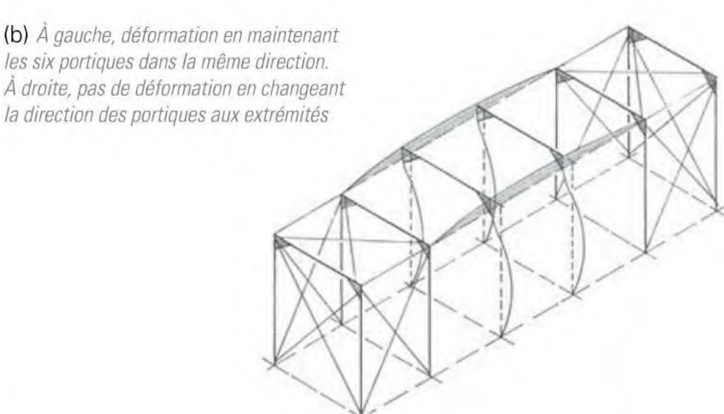
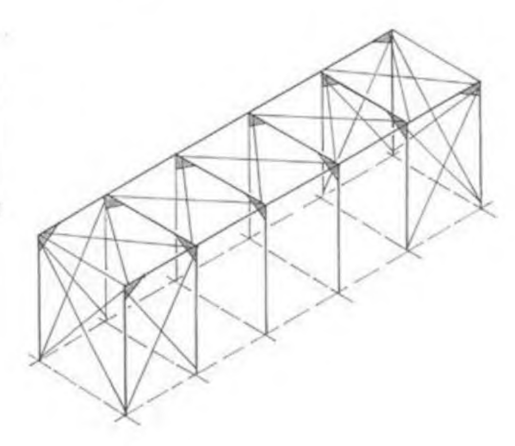


Figure 1.79 Application avec six portiques alignés, poutres encastrées sur les poteaux et poteaux articulés en pieds.





(b) *À gauche, déformation en maintenant les six portiques dans la même direction. À droite, pas de déformation en changeant la direction des portiques aux extrémités*

En ce qui concerne les extensions d'immeubles traditionnels existants, il faut commencer par en déterminer leur niveau global de rigidité (K). En général, celui-ci est très nettement supérieur au jeu de portiques qui lui seront accolés. Le principe va être analogue à celui présenté précédemment. D'abord, il faut prévoir d'apporter de la rigidité à l'extrémité extérieure de l'extension pour contrôler le mode global de déformation (Fig. 1.80), ce qui se réalise comme déjà expliqué. Ensuite, l'extrémité intérieure utilisera en tout ou partie la rigidité disponible de l'existant lors de sa liaison avec celui-ci. Le comportement sera alors ramené à celui présenté en figure 1.79b.

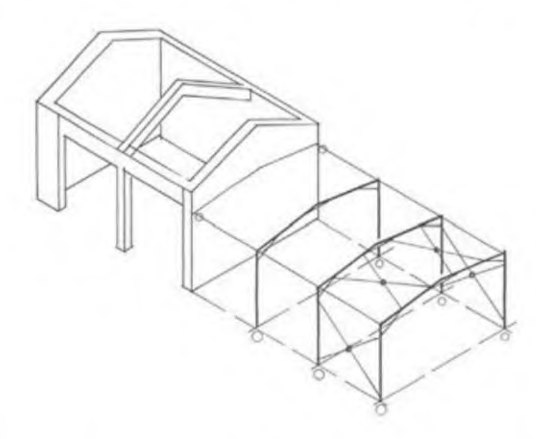


Figure 1.80 Addition d'un bâtiment souple à un bâtiment rigide.

Quelle que soit son importance, un immeuble est d'abord une boîte qui présente un volume régulier ou qui peut être scindée en volumes réguliers séparés par des *joints de rupture*. Un volume est réputé régulier lorsque, en plan, l'un de ses côtés a une dimension supérieure à 25 % de l'autre (33 % conseillés en région à risque sismique). Il en est de même en élévation, où la hauteur maximale ne peut excéder quatre fois la dimension du côté le plus long en plan sans toutefois dépasser dix fois celle du côté le plus court. À ce propos, rappelons qu'il existe une loi d'élévation statistique, dite loi du dixième, qui fait qu'un immeuble régulier ne peut avoir une hauteur d'élévation supérieure à dix fois la dimension du plus petit côté de sa base. Enfin, la réglementation courante exige qu'un volume soit recoupé par un joint de rupture de plusieurs centimètres au maximum tous les 50 mètres (Fig. 1.81a). C'est ainsi qu'un immeuble qui aurait en pied une section carrée de 50 m × 50 m pourrait avoir une hauteur maximale de 500 m en respectant les critères de régularité, tandis qu'un édifice dont la base rectangulaire serait de 10 m × 50 m ne pourrait avoir une hauteur excédant 100 m (voir *Risque sismique et patrimoine bâti*, chapitre 1). La règle de régularité géométrique est modulable mais sert de cadre pour une conception architecturale au quotidien. En effet, certains ouvrages respectent d'autres règles beaucoup plus liées à la mécanique pure, comme les ponts (dont la longueur du tablier excède 50 m même si les piles respectent la loi du dixième), les voûtes de grande portée ou certaines tours.

Précédemment, référence était faite au prédimensionnement. Si la flèche accusée transversalement au sommet d'un édifice est supérieure aux capacités de sa propre rigidité (K) ou risque de rendre la pratique de l'ouvrage inconfortable, il est possible de la diminuer tout comme ceci se fait pour les porteurs longs. Il suffit de créer un nœud (ou plusieurs) dans le sens de la longueur (Fig. 1.81b). Cette disposition constructive a bien entendu une incidence architecturale (Fig. 1.81c/d).

1.3.5.2 Du contreventement des plans à la triangulation globale

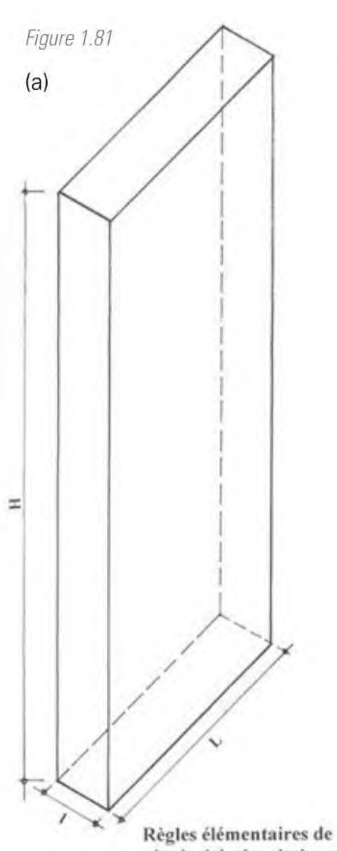
Concevoir des édifices dont la stabilité est due à une triangulation globale et non plus au cumul de plans contreventés est une recherche de longue date. À Jâm (Afghanistan), le minaret élevé au XIIe siècle à plus de 60 mètres de hauteur est équipé de deux escaliers en spires inversées, invention sans doute voulue pour assurer plus de rigidité au tube creux de son architecture. En 1436, était inaugurée la cathédrale Santa Maria del Fiore à Florence, dont le dôme de 42,20 m de diamètre, imaginé par F. Brunelleschi, est à double coque en briques avec interposition de deux escaliers de 463 marches, en spires inversées, équilibrant à la fois la rigidité structurelle nécessaire et la souplesse à opposer aux vents. C'est une préoccupation analogue qui a conduit G. Eiffel à inventer les ponts-poutres métalliques, initialement réalisés avec quatre plans en treillis assemblés en tube à l'aide de contrefiches, accessoires de liaisons qui plus tard deviendront les éléments essentiels de la structure. Aujourd'hui, M. Mimram voyage sur le fil de la même recherche expérimentée sur des passerelles avant que les tours n'en bénéficient. De leurs côtés et pour ne citer qu'eux, Calatrava (la Chicago Spire) et Foster ont aussi pris la spire comme une géométrie porteuse d'avenir, tandis que Herzog et De Meuron livraient le stade olympique de Pékin dans le même registre de conception.

Ces ouvrages sont les épiphénomènes d'une préoccupation de tous les temps et les voûtes ont été et restent un champ d'invention inépuisable, qu'il s'agisse du génie dispensé au château d'Anet (Eure-et-Loir) ou plus simplement des igloos de glace redessinés par Gromort. Triangulation quasi parfaite, la tentation de la spire structurelle est bien présente quand les poteaux et les poutres cèdent le pas aux barres en biais, souplesse que les escaliers vont accompagner et contrôler.

Il n'est pas lieu d'aller au-delà de ces quelques mots anticipateurs dans un ouvrage consacré aux portiques et le lecteur peut se référer aux chapitres du livre *Les structures de hautes performances*.

Figure 1.81

(a)



Règles élémentaires de régularité géométrique des volumes en architecture

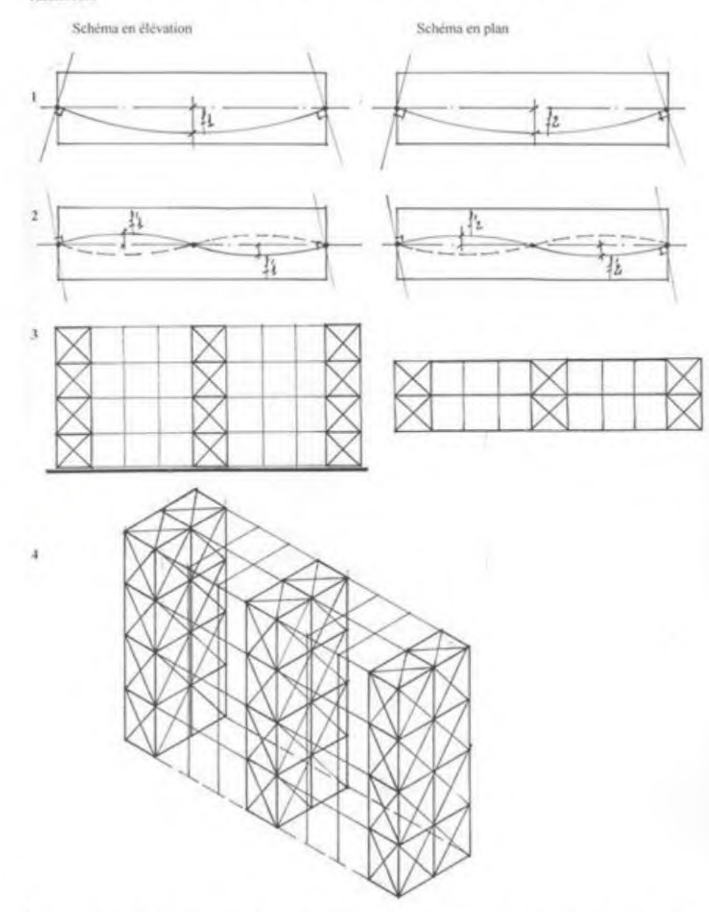
l > *ou* = **L/4**
l ou **L** < *ou* = 50 m
H < *ou* = **10.l**

NOTE 1 : Si un immeuble a l'une de ses dimensions en plan (ou les deux), dont la mesure est supérieure à 50 m, il doit être découpé en unités respectant les règles de régularité géométrique.

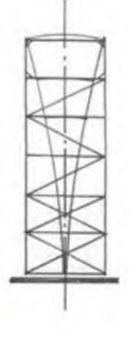
NOTE 2 : La dimension de 50 m est un maximum et pour des besoins architecturaux, elle peut être moindre.

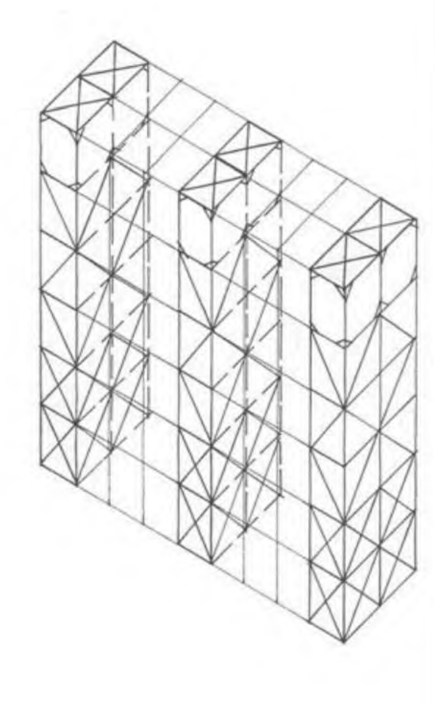
NOTE 3 : la découpe en volumes réguliers Se fait sur toute la hauteur de l'édifice, et sa largeur est donnée par les règles de l'EUROCODE 8 applicables localement.

(b) **Détermination des nœuds sur un édifice de grande longueur : mise en place de raidisseurs**



(c) **Régulation des raideurs entre les nœuds (raidisseurs) et les espaces intermédiaires (souples)**





(d) (Photo M. Landowski)



https://www.GCAlgerie.com/

1.3.5.3 Conception constructive et mise en œuvre technique des contreventements

Comme toujours, chaque matériau a les contraintes technologiques liées à ses capacités comportementales et donc réactives. Si les principes techniques sont uniques, les traductions technologiques sont évidemment contraintes.

Aperçu sur les contreventements

Il est bien entendu plusieurs façons de concevoir un contreventement. Le plus simple est la croix de saint André qui n'est pas étrangère à l'invention de la poutre treillis, anticipation de la conception d'une triangulation globale précédemment évoquée (la réticulation, voir le livre *Les structures de hautes performances*). Une autre est de traduire le rôle initial de rééquilibrage en donnant la priorité au mode en tension par dédoublement des poteaux en système triangulé. Un autre encore exploite les capacités des arcs pour équilibrer les effets des pressions. Cette liste permettant de s'appuyer sur des exemples n'est évidemment pas limitative.

Le recours élémentaire aux croix de saint André se fait au moment du montage, lorsque les poteaux et les poutres sont encore mal liés (Fig. 1.82a). La technologie est évidemment simpliste puisque provisoire ; elle peut même utiliser des câbles pour les structures de petites dimensions. Le principe technique restera le même lorsque le caractère est définitif, avec un peu plus de soin esthétique s'il doit rester apparent (Fig. 1.82b/c) ou de présentation plus simple s'il doit être noyé dans les doublages, les faux plafonds (Fig. 1.82d/e) ou dans les cloisons (Fig. 1.82f). Lorsque les portiques sont sur un même plan, celui des croix est situé dans l'axe des poteaux et des poutres (Fig. 1.82g). En revanche, si le portique est courbe, les croix doivent être disposées de façon à ne pas augmenter de façon exagérée le vide entre l'extrados et l'intrados dans la mesure où il est nécessaire de mettre un habillage (faux plafond) (Fig. 1.82h). Cette disposition axée n'est pas impérative et relève essentiellement d'un problème d'encombrement ou d'esthétique. Le positionnement en avant ou en arrière des poteaux, ou au-dessus ou au-dessous des poutres, est fréquent (Fig. 1.82i). Par ailleurs, la croix peut subir quelques interprétations d'adaptation, notamment lorsqu'elle doit être traversée par une porte (Fig. 1.82j).

Il est cependant une règle qui est impérative pour tous les types de contreventements : rappelons que verticalement, dans un portique, ce sont les poteaux et non les poutres qui sont contreventés et donc les accroches se font sur les poteaux même si parfois les barres sont axées sur la liaison poteau/poutre. Si un plancher ou une couverture sont portés par des poutrelles, le comportement est analogue à celui d'un portique, et ce sont les poutres principales qui sont contreventées et non les poutres secondaires (solives, solivettes, pannes) et alors les accroches se font sur ces



Figure 1.82 Comment disposer les barres de contreventement dans un plan donné ? (Photos M. Landowski)

poutres maîtresses et non sur la structure secondaire, contrairement à ce qu'indique la photo 1.83a. Si les systèmes réticulés sont traités dans le livre *Les structures de hautes performances*, rappelons que c'est la géométrie des portiques et des stabilisateurs par croix de saint André qui a pour partie initié les systèmes réticulés (Fig. 1.83b).

Figure 1.83

(a) (Photo M. Landowski)



(b)



Figure 1.84 (Photos M. Landowski)

(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



Liaisons des barres de contreventement aux poteaux

Les attaches des barres de contreventement sur les poteaux varient en fonction de la rigidité que l'on souhaite donner. Les plus élémentaires se font par boulonnage et goussets dans les ailes ou dans les âmes selon les possibilités d'encombrement (Fig. 1.84a à d). S'il est besoin de favoriser un certain mouvement du contreventement dans son plan, seront adoptées des attaches par articulations (Fig. 1.84e à g), dispositions liées à l'ampleur du projet ou au traitement architectural.

Liaisons des barres de contreventement aux poutres

Lorsque l'ossature est horizontale, notamment pour les planchers et les charpentes, ce sont les poutres principales qui sont contreventées entre elles. Là encore selon l'encombrement disponible, les liaisons se font dans l'âme (Fig. 1.85a) de préférence à une fixation au-dessus ou au-dessous de la poutre (Fig. 1.85b). Il en est de même lorsque le contreventement est régi par les contrefiches (Fig. 1.85c). L'organisation des attaches doit être claire pour ne pas détourner les contreventements verticaux et horizontaux de leurs fonctions respectives, ce qui exige un soin particulier du dessin (Fig. 1.85d). Enfin, la base du dessin est le concours des axes des poteaux, des poutres et des barres de contreventement (Fig. 1.85e/f). Les liaisons se font par l'intermédiaire de pièces spéciales, les *goussets*, souvent métalliques, parfois en contreplaqué lorsque la structure est en bois, ou par un ordonnancement des armatures lorsqu'il s'agit de béton armé.

Figure 1.85 (Photos M. Landowski)

(a)

(b)

(c)

(d)

(e)

(f)

Le traitement architectural de ces liaisons confond souvent la destination des contreventements (Fig. 1.86a). Toutefois, les calculs des inerties, ceux qui dimensionnent les sections des poteaux et des poutres, sont parfaitement identifiés.

L'art du tracé est de faire cohabiter les contreventements dans les trois directions sans dessiner indifféremment ceux qui concernent les poteaux et les poutres principales (Fig. 1.86b à d), même lorsqu'il s'agit de grande structure, notamment celle des arcs, où le même élément (l'arc) prend les deux fonctions (Fig. 1.86e).

Figure 1.86 (Photos M. Landowski)

(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

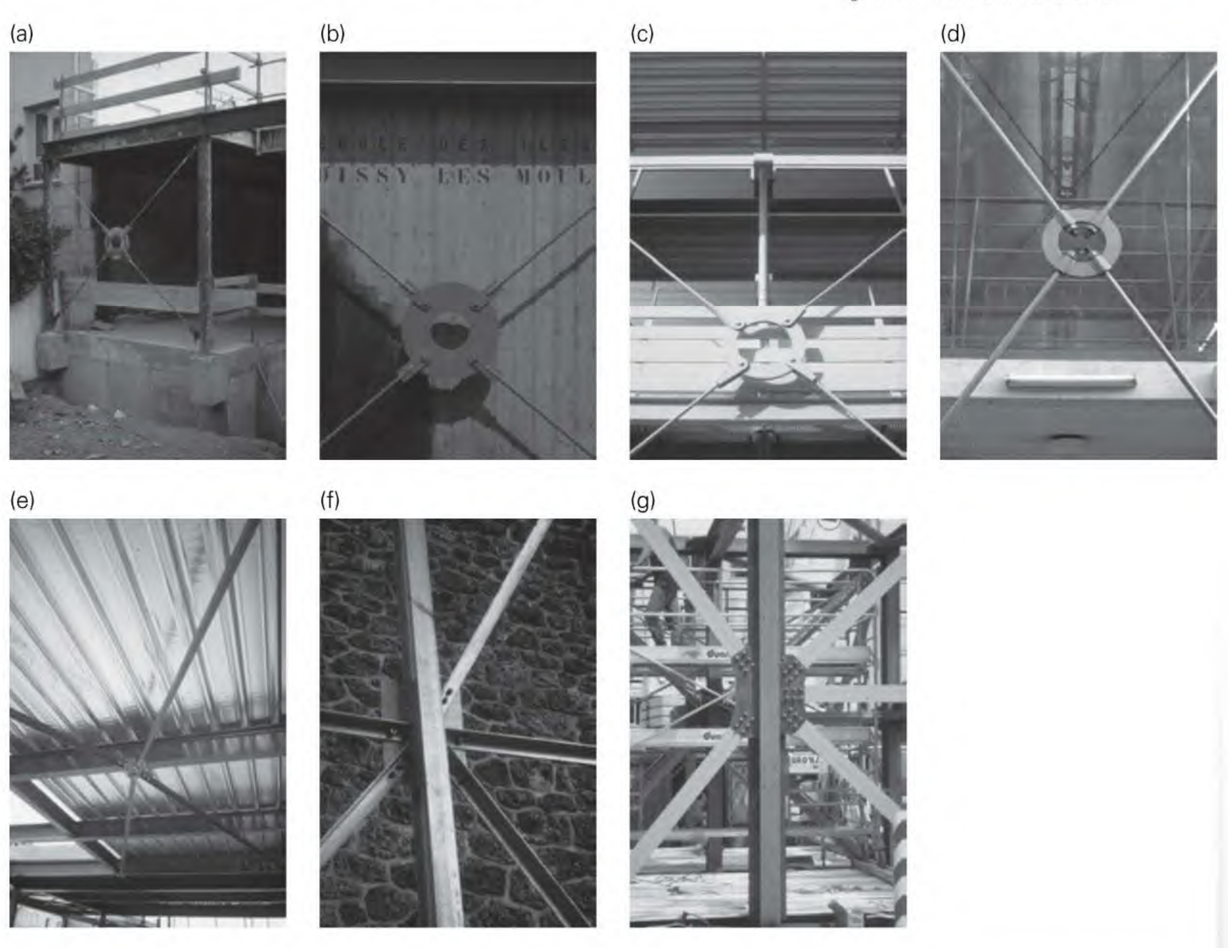


Croisement des barres de contreventement

L'intersection des barres de contreventement est un point géométrique fixe. Donc, théoriquement, les barres n'auraient pas à être reliées entre elles si ce n'est que par une simple attache des armatures dans le cas du béton armé ou d'un boulon dans le cas du bois ou de l'acier. La réalité est un peu différente et doit prendre en compte les dilatations ainsi que les mouvements permanents et oscillatoires des bâtiments. L'intersection doit pouvoir accuser, dans les structures assez modestes, un mouvement

de rotation afin d'éviter aux barres de devoir dissiper cette énergie et donc de se mettre en torsion. Le dessin de cette liaison fait l'objet d'un détail d'architecture (Fig. 1.87a à d). En revanche, dans les grandes structures, la dissipation de l'énergie n'est pas laissée aux intersections des barres de contreventement qui redeviennent des points fixes dont le traitement technique est parfaitement marqué (Fig. 1.87e à g).

Figure 1.87 (Photos M. Landowski)



Renforcement aux liaisons des contreventements avec les poteaux ou les poutres

L'accroche d'un contreventement avec un élément de structure sollicite le point de prise de façon parfois brutale. Il y a donc lieu de le renforcer, ce qui en appelle à une technologie propre à chaque matériau. Cependant, le principe sera généralement le même et consistera à fretter le point d'accroche. En métal, des plaquettes de frettage sont soudées dans les âmes des profilés de façon à limiter la déformation des ailes (Fig. 1.88).


(a)


(b)

Figure 1.88 (Photos M. Landowski)

1.3.6 À PROPOS DES LIAISONS ET DE LA TRIANGULATION

• **Les liaisons** des poutres ou des planchers avec les poteaux ou les murs sont définies par deux modes explicités précédemment : les encastrements et les articulations. Il s'agit d'un événement mécanique ponctuel qui permet de calculer les inerties en leur attribuant des coefficients donnés (il est conseillé au lecteur de se référer au chapitre 1 de l'ouvrage *Risque sismique et patrimoine bâti*, déjà cité).

Rappelons-les ici pour une poutre ou un plancher uniformément chargés : $I = \frac{\eta \cdot P \cdot L^3 \cdot c}{E \cdot f}$ où η est le coefficient de liaison (les valeurs données sont statistiques et peuvent être réappréciées à la marge pour une meilleure adaptation à la réalité mécanique et technologique) :

– $\eta = 1/8$ dans le cas d'une console encastrée à une extrémité (balcon, porte à faux et autres) ;

– $\eta = 5/384$ dans le cas d'une poutre articulée à ses deux extrémités ;

– $\eta = 1/185$ dans le cas d'une poutre articulée à une extrémité et encastrée à l'autre ;

– $\eta = 1/384$ dans le cas d'une poutre encastrée à ses deux extrémités.

Rappelons-les également pour un poteau ou un mur : $I = \frac{P \cdot Lo^2 \cdot c}{\pi^2 \cdot E}$ où Lo est la longueur du porteur affectée d'un coefficient de liaison :

– $Lo = 2L$ si le porteur est encastré à l'une de ses extrémités ;

– $Lo = L$ si le porteur est articulé à ses deux extrémités ;

– $Lo = 0{,}7L$ si le porteur est encastré à l'une de ses extrémités et articulé à l'autre ;

– $Lo = 0{,}5L$ si le porteur est encastré à ses deux extrémités.

• **La triangulation** concerne la stabilité de l'ensemble de la structure dont tous les éléments sont rendus solidaires et complémentaires sous les charges dynamiques (vents, tremblements de terre, mouvements internes, chocs agressifs).

Chaque portique s'inscrit dans un plan. L'ensemble forme un parallélogramme ou un trapèze dont la stabilité dans le plan est liée à la mise en œuvre géométrique de « diagonale(s) » qui découpe(nt) ce plan en triangles, d'où le mot *triangulation*. Par ailleurs, tout poteau (ou mur) est susceptible de s'associer avec un autre poteau (ou mur) situé dans un autre plan. Le même poteau participe donc d'un deuxième portique situé dans un autre plan. La stabilité de ce nouveau portique est assurée par la mise en place d'une diagonale géométrique qui découpe ce nouveau plan en triangles. Les

deux portiques dessinent l'espace en deux directions comme le font deux murs adjacents.

Ces deux plans de portiques sont stables dans leurs deux directions verticales. Il en reste une troisième qui est l'horizontale formée par les deux poutres des deux portiques. Pour être stable, le plan horizontal doit aussi être géométriquement découpé en triangles par des diagonales. De la sorte, l'ensemble formé par les deux portiques est stable. Il est triangulé.

En conclusion, un volume s'exprime en 3D (trois directions) et chacune des directions (2 verticales et 1 horizontale) doit être triangulée dans son plan et entre elles.

• **À propos des relations entre les liaisons ponctuelles et la triangulation globale**, il existe aujourd'hui une confusion qui consiste à prendre l'une pour l'autre, voire à éliminer le rôle de l'une au bénéfice de l'autre. Cette confusion s'explique par les technologies propres à chaque matériau, qu'il s'agisse des maçonneries, du béton, du bois, de l'acier ou du verre. Rappelons par exemple qu'une liaison encastrée d'une poutre avec un poteau en acier est très discrète, ce qui n'est pas le cas avec le bois et encore moins avec les bétons ou les maçonneries ; en revanche, une liaison articulée d'une poutre avec un poteau reste très discrète, qu'il s'agisse de n'importe lequel des matériaux cités, mais affirme des technologies très spécifiques et généralement non transférables d'un matériau à l'autre. Les images présentées aux paragraphes précédents expriment ces différences.

L'inertie d'une poutre encastrée à ses extrémités dans les porteurs se calcule en intégrant un coefficient de liaison $\eta = 1/384$, soit 0,0026. Cette même poutre articulée à ses extrémités aura un coefficient de liaison $\eta = 5/384$, soit 0,013. Autrement dit, l'inertie de section de cette poutre sera 5 fois plus importante avec des articulations qu'avec des encastrements. Ceci signifie pour une section rectangulaire de largeur et flèche constantes qu'une poutre articulée à ses extrémités aura une hauteur quatre fois plus importante que si elle est encastrée à ses extrémités. Par économie, il sera donc préféré les encastrements aux extrémités, disposition qui n'a rien à voir avec la triangulation du portique telle qu'elle a été rappelée précédemment.

Toutefois, chaque matériau a ses propres technologies de liaisons avec les incidences sur le rôle de l'élasticité de ce même matériau. Encastrer les extrémités d'une poutre, c'est reporter dans l'élasticité de son matériau la prise en charge de l'énergie que ne peuvent assurer les encastrements, ceux-ci étant par définition très rigides. Or, cette élasticité n'est pas variable, d'une part, et, d'autre part, il est demandé à une poutre porteuse d'un plancher de ne pas vibrer pour le confort des habitants. Où donc alors dissiper l'énergie ? Dans la triangulation du volume.

C'est alors qu'interviennent les technologies de réponses propres à chaque matériau.

Avec l'acier

Une liaison encastrée d'une poutre métallique dans un poteau métallique se fait à l'aide d'une petite équerre. Ce petit élément qui assure une grande raideur de la liaison et va transférer l'énergie qu'elle ne peut dissiper vers l'élasticité de la poutre. Or, la poutre ne peut vibrer ou se déformer au risque de l'inconfort des occupants du plancher. Il va donc être demandé aux barres de triangulation de prendre en charge cette dissipation d'énergie. Comme l'énergie sollicite le portique indifféremment aux deux extrémités de la poutre, il faudra donc deux barres croisées, une croix de saint André, reliées entre elles au centre par une petite articulation (parfois un simple boulon) qui va jouer un rôle important et dont l'architecture sait s'approprier la qualité du dessin (Fig. 1.87, rappel).

Avec le bois

Prenons le cas d'un portique en bois de conception analogue au précédent. L'encastrement des extrémités de la poutre dans les poteaux utilise une technologie propre au bois qui est celle de la contrefiche. Il s'agit d'un ouvrage important qui aujourd'hui est peu compatible avec la recherche architecturale de légèreté formelle. Le charpentier va préférer en appeler à une platine métallique, une équerre, qui sera d'autant plus discrète qu'elle pourra être intégrée dans l'âme de la poutre et du poteau. En effet, il y a de la place : dans la formule permettant de calculer l'inertie de section d'une poutre, au dénominateur se trouve l'élasticité du matériau (E). Celle de l'acier est de $2{,}2 \cdot 10^6$ daN/cm^2 tandis que celle du bois est de l'ordre de $1{,}4 \cdot 10^5$ daN/cm^2, soit 6,36 % de celle de l'acier. À flèche admissible identique, la poutre en bois aura donc une section nettement plus importante que celle en acier, d'où la place pour intégrer la platine métallique d'encastrement dans l'âme du bois. Par ailleurs, le bois a une densité de 0,8 à 1,1 t/m^3 selon qu'il est plein, en plis ou en lamellé collé, alors que celle de l'acier est de 7,8 t/m^3, soit pratiquement huit fois supérieure. La poutre en bois a donc une fréquence nettement moindre que celle qui est en acier, ce qui est très favorable au confort des habitants du plancher. Enfin, en statique pure, la compressibilité du bois debout est environ soixante fois moins élevée que celle de l'acier, ce qui ne permet pas d'élever des immeubles de façon importante, pas plus que de faire des grandes portées à conditions de confort identiques. En conclusion, les structures en bois sont beaucoup moins sollicitées par l'énergie dynamique que celles qui sont en acier et répondent par une certaine massivité à une inertie globale plus importante que l'acier. Il n'est donc pas toujours nécessaire d'en appeler à la triangulation, ce dissipateur d'énergie dont l'acier ne peut se dispenser. En revanche, si une structure en bois devait être calculée en réduisant au

minimum le coefficient sécurité pour s'approcher de celui de l'acier (3 pour le bois, 1,5 pour l'acier), alors il faudrait avoir recours aux systèmes de triangulation volumique en métal, parce que les sections des poutres et des poteaux seraient alors plus réduites et plus susceptibles aux vibrations et aux déformations.

Avec le béton armé

Un raisonnement identique peut être mené avec le béton dont l'élasticité est de l'ordre de 1,1 à $2{,}8 \cdot 10^5$ daN/cm^2 (valeurs courantes), et la densité de 2,5 à 2,7 t/m^3 selon le prorata d'acier et le serrage du béton. Les liaisons des poutres et des poteaux se font dans le corps même de ces deux éléments. En revanche, les liaisons des planchers-poutres avec les poteaux sont toujours articulées faute de place en l'absence de poutres portantes. La constructibilité des édifices en béton armé a de longue date inventé sa triangulation avec un vocabulaire qui lui est propre et où certains murs s'appellent des *voiles* et certains planchers des *diaphragmes*. Pourquoi dire d'un mur qu'il est un voile ? Parce qu'il lui est demandé une certaine souplesse sous charges dynamiques. Pourquoi dire d'un plancher qu'il est un diaphragme ? Pour les mêmes raisons.

1.4 PRÉDIMENSIONNEMENT EN MILIEU HOMOGÈNE

Un portique est constitué d'un ou plusieurs porteurs (poteaux, murs) et d'un ou plusieurs portés (poutres, planchers). La conception constructive est la recherche du système d'organisation des porteurs et des portés, ainsi que de leurs liaisons afin de réduire au minimum leurs nombres (isostatisme) au bénéfice de la performance architecturale. La méthode itérative est la suivante :

> Dans le premier chapitre de l'ouvrage *Risque sismique et patrimoine bâti*, le lecteur trouvera tous les éléments courants permettant les calculs de prédimensionnement en milieu isotrope quelles que soient les structures. Nous y ferons donc référence ici.

1. Rechercher le système constructif le mieux approprié à l'organisation architecturale initiale du programme.
2. Vérifier la répartition des masses la mieux équilibrée par les descentes de charges.
3. Réajuster le système constructif retenu.
4. Vérifier par le calcul l'équilibre des charges prises en compte par les portants et les porteurs.
5. Réajuster le système constructif retenu.
6. Attribuer définitivement les choix des matériaux, les sections et les liaisons.
7. Préciser la réponse architecturale tant en plans(s) qu'en volume(s).

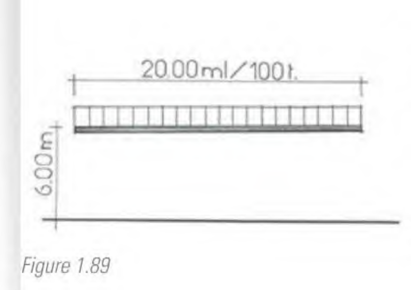


Figure 1.89

Exemple : rechercher le système constructif le mieux approprié à l'organisation architecturale initiale du programme

1.4.1 DONNÉES ET PREMIÈRES CONCLUSIONS

Données dimensionnelles

Une poutre horizontale mesure 20 m de longueur et se trouve à 6 m au-dessus du sol. Elle porte 100 tonnes de surcharge (Fig. 1.89).

Construction

Cette poutre porte une charge uniformément répartie de 5 tonnes par mètre, soit 5 t × 20 m = 100 tonnes (10^5 kg). Par ailleurs, le taux de compression du terrain est de 1,1 kg/cm² (1,122 daN/cm²). Le poids total descendu sur le sol (descente de charge) est la somme du poids porté (100 tonnes) + le poids de la poutre (x tonnes) + le poids du poteau (y tonnes), soit $P = 100 + (x + y)$ tonnes ou $(1 + x + y) \cdot 10^5$ kg.

D'ores et déjà, il est possible d'établir la formule qui donnera la section du porteur quels qu'en soient le nombre et la forme [poteau(x) ou mur(s)] selon le matériau.

– Béton (taux de compression : 140 kg/cm²) d'où la section totale :

$$S_{béton} = (1 + x + y)/140$$

– Acier (taux de compression : 1 800 kg/cm²) d'où la section totale :

$$S_{acier} = (1 + x + y)/1\,800$$

– Bois résineux (taux de compression : 12 kg/cm²) d'où la section totale :

$$S_{bois} = (1 + x + y)/12$$

1.4.2 VÉRIFIER LA RÉPARTITION DES MASSES LA MIEUX ÉQUILIBRÉE PAR LES DESCENTES DE CHARGES

L'objectif est de trouver un système le plus proche possible du mode isostatique. La solution la plus évidente est de construire avec un seul porteur qui, évidemment, sera centré sur la poutre puisque celle-ci est uniformément chargée. Pour éviter l'effet de bascule, cette poutre sera encastrée au sommet du poteau et le poteau sera encastré dans le terrain de support (Fig. 1.90a). Ce choix potentiel est immédiatement soumis à l'examen de la déformation du système sous charge statique verticale dans le sens du plan du portique (Fig. 1.90b), ce qui dicte son profil par le dessin de la contre-déformée. Simultanément, il y a lieu de vérifier ce que deviendra la contre-déformée dans le sens transversal (Fig. 1.90c). Indépendamment de toute recherche architecturale, la concordance des déformations dans les deux directions donne un certain nombre de solutions géométriques dont deux sont transcrites sur la figure 1.90d.

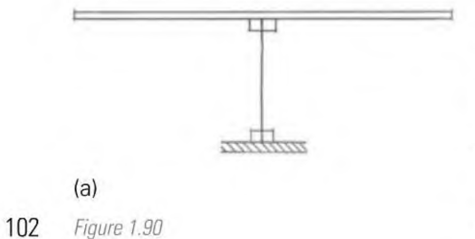

(a)

Figure 1.90

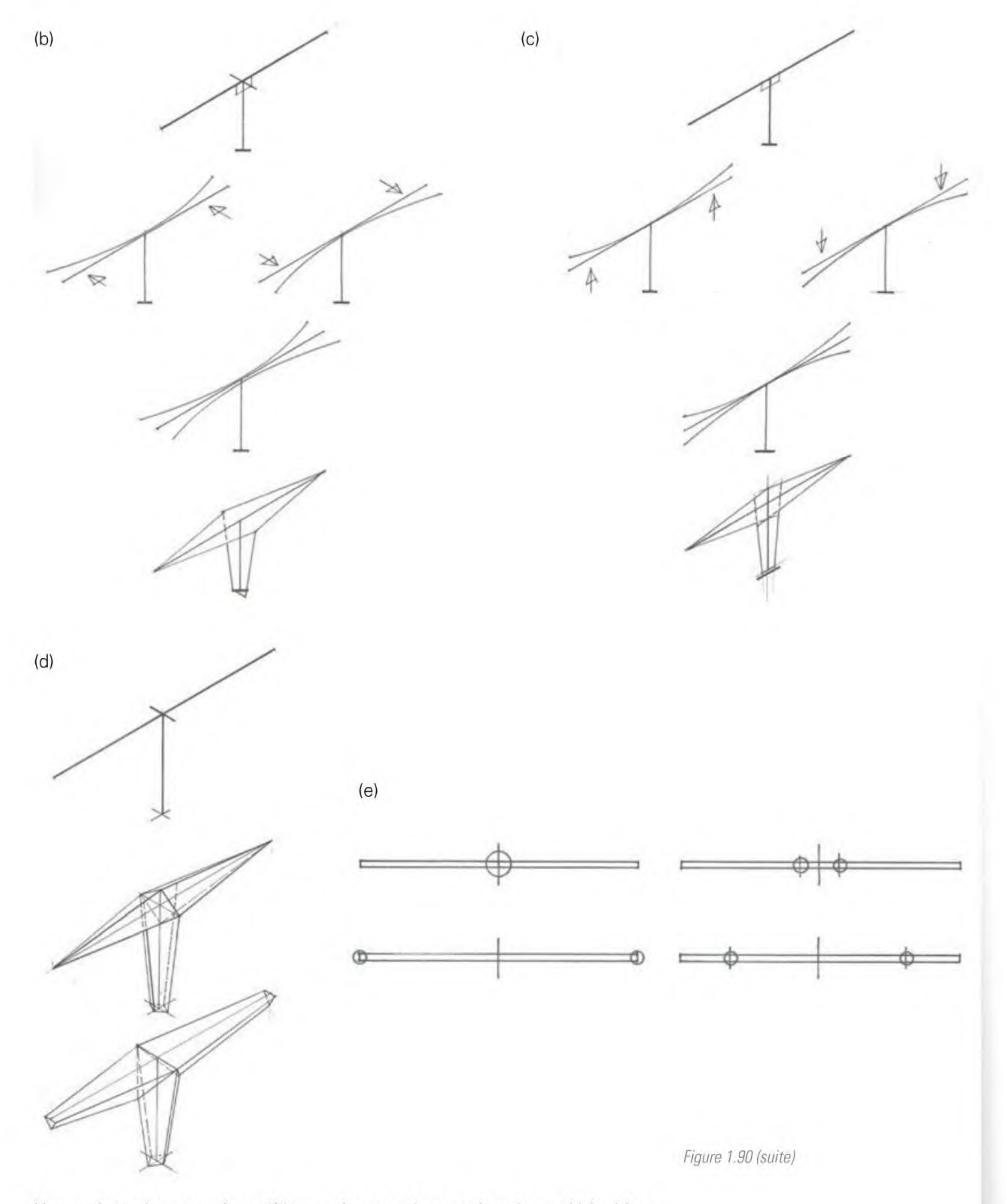


Figure 1.90 (suite)

Une variante hyperstatique élémentaire peut être envisagée en dédoublant le porteur précédent. Il s'agira donc d'un portique avec deux poteaux. La poutre étant uniformément chargée, ces deux poteaux seront symétriques par rapport à l'axe vertical de la poutre (Fig. 1.90e), ce qui laisse possible une grande quantité de solutions.

En ce qui concerne les liaisons et faisant référence aux sections développées précédemment, deux solutions constructives classiques se présentent : encastrer la poutre au sommet des deux poteaux et, dans ce cas, ceux-ci seront articulés sur leurs assises ; ou inversement, articuler la poutre sur les deux poteaux et encastrer ceux-ci dans leurs assises.

Dans chaque cas, il va falloir observer la déformée du système et dessiner le profil de la contre-déformée, soit avec poutre encastrée en tête et poteaux articulés en pieds (Fig. 1.91a à c), soit avec poutre articulée en tête et poteaux encastrés en pieds (Fig. 1.91d à f). Cette analyse vaut dans le sens du plan du portique. L'observation doit être menée également dans le sens transversal, dans les deux cas évoqués.

Conclusion n° 1 : Cette deuxième phase de la recherche apporte matière à la conception architecturale, que ce soit en mode isostatique ou en mode hyperstatique élémentaire.

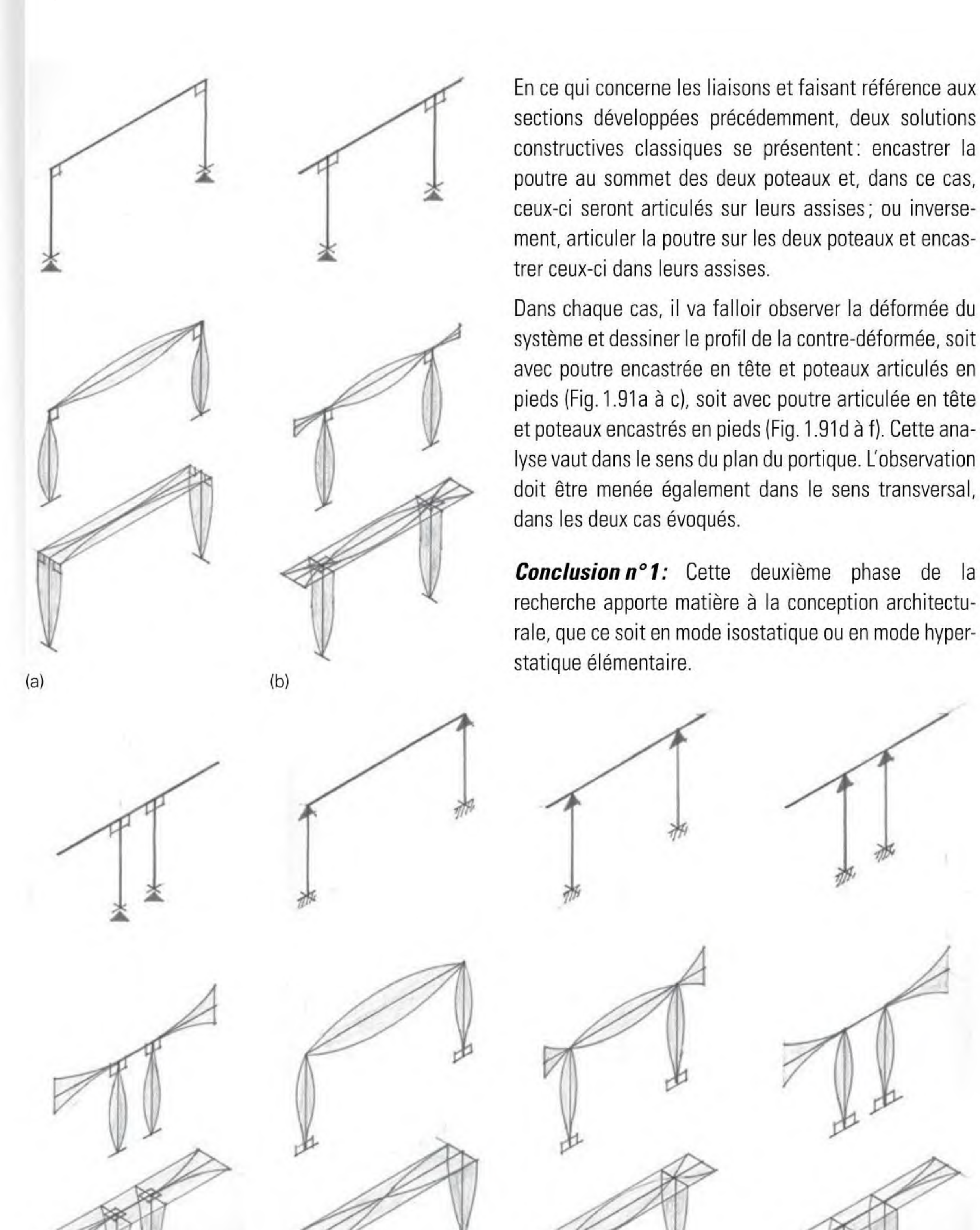


Figure 1.91

https://www.GCAlgerie.com/

1.4.3 RÉAJUSTER LE SYSTÈME CONSTRUCTIF RETENU

La première phase n'a pas pu apporter une solution potentielle architecturale, les informations en étant trop générales. En revanche, la deuxième phase itérative ouvre la porte à une ou plusieurs hypothèses dont une devra être retenue. Le choix est éminemment architectural bien que son opportunité devra ensuite être vérifiée par le calcul de son coût relatif. Les questions sont les suivantes :

- Système isostatique (1 porteur) ou hyperstatique (2 porteurs ou plus) ?
- En hyperstatique, le portique sera-t-il sur le mode encastré au sommet des porteurs ou articulé, dans le sens longitudinal, sachant que dans les deux cas la réponse transversale sera analogue ?

Le choix passe par deux réponses potentielles.

L'une concerne l'encombrement de la structure : un seul porteur permet-il de mieux utiliser la poutre (performance !) et est-ce que la hauteur de cette poutre est compatible avec le respect de la hauteur totale du portique ou/et celui de la hauteur utile sous le portique ? (Cette même question se posera lorsqu'il s'agira d'une poutre plate, c'est-à-dire d'un plancher.) Il s'agit bien et uniquement d'architecture.

L'autre concerne le choix du matériau. Celui-ci est lié à deux composantes : l'une rejoint la question précédente sur la hauteur de la poutre et la section des porteurs, sachant que chaque matériau a sa propre réponse d'encombrement ; l'autre composante est d'ordre plus plastique (esthétique) et concerne le dessin d'architecture des liaisons de la poutre et des porteurs tout comme celle des porteurs et du terrain d'assise.

Conclusion n° 2 : Sur des critères d'encombrement d'une part, esthétiques ou fonctionnels d'autre part, le choix architectural peut déjà commencer à se former.

1.4.4 VÉRIFIER PAR LE CALCUL L'ÉQUILIBRE DES CHARGES PRISES EN COMPTE PAR LES PORTANTS ET LES PORTEURS

Rappelons que le poids de la poutre comme celui du ou des porteurs est inconnu à ce niveau de l'investigation. Il va donc falloir procéder en deux temps :

- Phase 1 : D'abord calculer les inerties de la poutre et des porteurs en ne prenant en compte que les charges portées par la poutre.
- Phase 2 : Ces inerties permettent de déterminer les sections et donc les poids propres de la poutre et des porteurs. Il suffit ensuite d'additionner les poids portés et les poids propres, d'injecter ces valeurs dans les formules

appropriées pour obtenir les nouvelles inerties. Bien entendu, il va rester une marge d'approximation puisque l'inertie retenue n'intègre pas le poids propre définitif. En revanche, cette marge est intégrée au coefficient *c* de sécurité, et rappelons qu'il s'agit de rechercher un prédimensionnement.

À partir des résultats obtenus, pourront être choisies les sections de la poutre et du (ou des) porteur(s), ainsi que le matériau (acier, béton, bois), pour les intégrer au dessin d'architecture. Son choix définitif sera arrêté par la suite, par comparaison des coûts entre les diverses solutions.

1.4.4.1 Première phase : calculs des inerties

Calcul de l'inertie (cm⁴) de la poutre sans prendre en compte le poids propre, avec une flèche f = L/*100 et en intégrant le coefficient de sécurité* c

Tableau 1.2

Matériau	Mode isostatique (1 poutre et 1 porteur axé) (Fig. 1.90a) η = 1/8	Mode hyperstatique Poutre articulée en tête Poteaux aux extrémités (η = 5/384)	Poutre encastrée en tête Poteaux aux extrémités (η = 1/384)	Poteaux en retrait Porte-à-faux	Inter
Acier	446 400	360 000	72 000	86 805	62 000
Béton	13 393 000	11 160 000	2 232 000	1 302 083	94 000
Bois	7 212 000	6 010 000	1 202 000	1 402 244	100 000

Calcul de l'inertie (cm⁴) du (des) poteau(x) sans prendre en compte le poids propre et en intégrant le coefficient de sécurité c

Formule à appliquer : $I = \frac{P \cdot (\mu \cdot L)^2 \cdot c}{\pi^2 \cdot E}$

Tableau 1.3

Matériau	Mode isostatique (μ = 0,5) (1 poutre et 1 porteur axé) Poutre encastrée en tête	Mode hyperstatique (μ = 0,7) 2 poteaux encastrés en tête, articulés en pieds
Acier	1 276	638
Béton	38 299	19 149
Bois	20 622	10 311

1.4.4.2 Deuxième phase : prédimensionnement

Cas n° 1 : en mode isostatique (1 poutre, 1 poteau)

Les résultats étaient les suivants avant la prise en compte des poids propres (Tableau 1.4).

Tableau 1.4

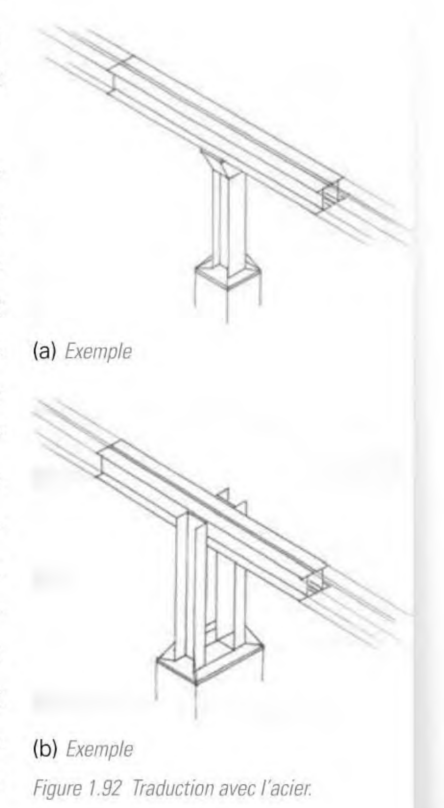
Matériau	Inertie poteau	Inertie poutre
Acier	1 276	446 400
Béton	38 299	13 393 000
Bois	20 622	7 212 000

Il faut maintenant vérifier ces inerties aux taux de compression, et pour cela rajouter les poids propres, ce qui n'avait pas été possible jusqu'alors (à noter : les croquis présentent le principe en axonométrie, tandis que la coupe et l'élévation de la liaison sont en mode encastré).

- **Acier**

L'inertie de la poutre (446 400 cm^4) correspond, par exemple, à deux HEM de 600 posés côte à côte, ce qui représente un poids de 20 m × 285 kg × 2 unités = 11 400 kg. La poutre devant porter 100 tonnes en charge uniformément répartie, son poids total devient 111,4 tonnes. Il faut maintenant recalculer l'inertie en fonction du nouveau poids, ce qui donne 497 290 cm^4. Les abaques du fabricant indiquent que les deux HEM 600 déjà sélectionnés ne conviennent plus et qu'il faudrait deux HEM de 650. Leur poids sera alors de 20 m × 293 kg × 2 = 11 720 kg, ce qui représente un poids total de poutre de 111,72 tonnes ; refait, le calcul montre que les deux HEM de 650 suffisent.

Quant au poteau, son inertie correspond à la section nécessaire pour éviter le flambage sous une charge équilibrée de 100 tonnes. Ayant à porter 111,72 tonnes maintenant, il faut reprendre le calcul de son inertie qui devient I = 1 495,47 cm^4. Un HEM de 120 pourrait convenir du point de vue de l'inertie, ce qui représente un poids propre de 6 m × 52,1 kg = 312,6 kg. Le poids total devient 117,51 tonnes, soit une inertie nécessaire pour le poteau de 1 500,17 cm^4, une valeur un peu inférieure au 2 018 cm^4 d'un HEM de 120. Il convient maintenant de vérifier le comportement à la compression. Le HEM 120 a une section droite de 66,4 cm^2, ce qui représente une résistance à la compression de 66,4 cm^2 × 1 800 kg = 119 520 kg, ce qui est supérieur aux 117 200 kg à porter. Une section de compression de 118 000/1 800 = 65,55 cm^2 est nécessaire, ce qui correspond à un HEM 120 (Fig. 1.92a). Du point de vue architectural, le choix peut également être retenu de dessiner le poteau avec 2 UPM de 220 (soit une surface de compression de 2 × 37,4 cm^2 = 74,80 cm^2) (Fig. 1.92b). Dans ce second cas, si la réponse en compression est correcte, elle sera surabondante en inertie.


(a) *Exemple*

(b) *Exemple*

Figure 1.92 Traduction avec l'acier.

Suivons le même processus pour le béton et le bois.

- **Béton**

L'inertie de la poutre (13 393 000 cm^4) correspond par exemple à une section rectangulaire donnée par la formule $I = \frac{B \cdot H^3}{12}$. *A priori*, fixons B = 60 cm et, dans ce cas, H = 141 cm. Le poids de cette poutre est de 20 m × 0,60 m × 1,41 m × 2,5 t/m^3 = 42,3 tonnes et vient se rajouter à la charge uniformément répartie qu'elle doit porter. Son poids total est de 100 t + 42,3 t = 142,3 t. Il faut maintenant recalculer la nouvelle inertie qui intègre le poids propre de la poutre et celle-ci devient I = 19 058 100 cm^4. En conservant, par exemple, une largeur de poutre de 60 cm, sa hauteur sera de 1,57 m. Sachant qu'*a priori* le rapport hauteur/largeur ≤ 3, une largeur de 60 cm est acceptable. Maintenant, si l'architecte veut que la poutre ait une hauteur moindre, il devra accepter une largeur plus importante.

Quant au poteau, son inertie de section (38 299 cm^4) correspond à une section carrée dont le côté est de 26,03 cm, d'où un poids de 6 m × 0,2603^2 × 2,5 t/m^3 = 1,017 tonne. Pour résister au flambage, il doit donc porter sans se déformer une charge totale de 142,3 + 1,017 = 143,317 tonnes, ce qui lui donne une inertie de 38 572 cm^4, c'est-à-dire une section carrée de 26,08 cm de côté. Vérifions la résistance à la compression : 143 317 kg/26,08^2 cm = 210,70 kg/cm^2, un taux un peu excessif. En réalité, un taux de 140 kg/cm^2 après 21 jours de séchage serait plus acceptable, c'est-à-dire une section de 143 317/140 = 1 023,69 cm^2, soit un carré de 31,995 cm de côté. Ceci représente un surpoids de poteau de (0,3199^2 – 0,2608^2) × 6 × 2,5 = 0,5145 kg. Il faudrait donc augmenter la section de 514,5/140 = 3,675 cm^2, ce qui la porterait à 1 023,69 + 3,675 = 1 027,36 cm^2, soit un carré de 32,05 cm de côté.

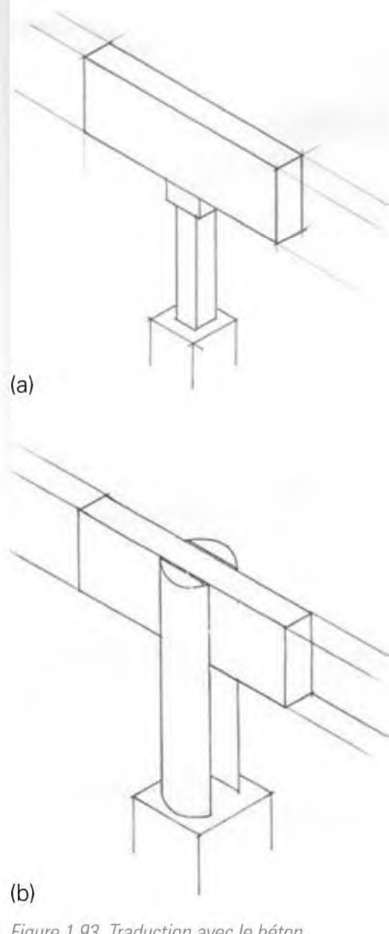


Figure 1.93 Traduction avec le béton.

En conclusion, le portique en béton peut être constitué, par exemple, d'un poteau de section carrée de 0,32 m de côté et d'une poutre de 20 m de longueur, de 0,60 m de largeur et de 1,57 m de hauteur (Fig. 1.93). Comme pour l'acier, vient l'interprétation architecturale : une poutre plus large et moins haute ? une poutre en V ? un poteau rond, deux poteaux en demi-lune ? un portage en moise ?

- **Bois**

L'inertie de la poutre (7 212 000 cm^4) correspond à une section rectangulaire donnée par la formule $I = \frac{B \cdot H^3}{12}$. Comme dans le cas du béton, fixons arbitrairement une largeur de section de 60 cm, ce qui correspond à une hauteur de section de 114 cm. Le poids de cette poutre 20 m × 0,60 m × 1,14 m × 0,9 t/m^3 = 12,312 tonnes vient se rajouter au poids porté de la poutre, soit 100 + 12,31 = 112,31 tonnes. Il faut maintenant recalculer l'inertie à partir du nouveau poids, soit 8 089 792 cm^4, ce qui pour une largeur de 60 cm donne une

hauteur de section de 117,5 cm. Bien entendu, l'architecte a toute latitude pour préférer une hauteur plus ou moins importante et la largeur sera modifiée dans les mêmes proportions, comme expliqué dans le cas du béton.

Quant au poteau, son inertie de section (20 622 cm^4) lui donne une section carrée par exemple de 22,30 cm de côté. Il y a lieu de faire une première vérification à la compression. Pour porter la seule poutre, il faudrait une section carrée de : 112 310 kg/12 kg/cm^2 = 9 359,17 cm^2, soit un carré de 96,77 cm de côté. Cette fois, la différence est grande avec le résultat précédent (22,30 cm). Il faut donc recommencer le calcul de l'inertie du poteau de 96,77 cm de côté à partir de son nouveau poids propre qui est de 6 m × $0{,}9677^2$ m × 0,9 t/m^3 = 5,056 tonnes. Le poids total que le poteau doit porter est de 112,31 + 5,05 = 117,36 tonnes. Sa nouvelle inertie est de 12 348 cm^4, soit une section carrée de 19,62 cm de côté. Ce calcul sert de vérification pour connaître le comportement du poteau au flambage. La section étant inférieure à celle nécessaire pour résister à la compression, le cas le plus défavorable sera retenu, soit une section carrée de 96,77 cm de côté, ce qui lui confère une inertie de 7 307 717 cm^4.

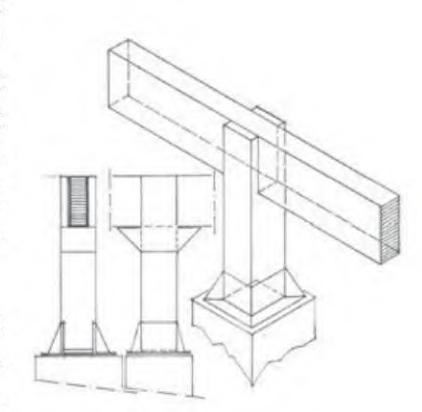


Figure 1.94 Traduction avec le bois.

En conclusion, le portique en bois peut donc, par exemple, être constitué d'un poteau de section carrée de 96,77 cm et d'une poutre de 60 cm de largeur et 117,5 cm de hauteur (Fig. 1.94). Il appartient ensuite à l'architecte de dessiner un poteau esthétiquement plus élégant (en le coupant en deux ou en quatre par exemple). Il en est de même de la poutre.

Cas n° 2 : deux poteaux porteurs d'une poutre

Rappelons les données dimensionnelles :

– longueur de la poutre : 20 m ;
– hauteur des poteaux : 6 m ;
– surcharge uniformément répartie : 100 t ;
– poteaux en retrait de 5 m de chaque extrémité ;
– flèches admissibles : *L*/100 soit 5 cm sur les porte-à-faux et 10 cm entre les poteaux ;
– les liaisons de la poutre aux poteaux sont encastrées et les pieds des poteaux sont articulés.

Les résultats avant la prise en compte des poids propres sont :

Tableau 1.5

Matériau	**Inertie poutre**	
	Partie en porte-à-faux	**Partie entre poteaux**
Acier	86 805	62 000
Béton	1 302 083	94 000
Bois	1 402 244	100 000

- **Acier**

L'inertie de la partie de poutre en porte-à-faux (86 805 cm^4) correspond par exemple, selon les abaques, à un HEM 400. Celle de la partie intermédiaire (62 000 cm^4) correspond à un HEM 320. Comme *a priori* la poutre aura une section uniforme sur toute sa longueur, peut être retenu un HEM 400. La poutre a un poids propre de 20 m × 256 kg = 5 120 kg.

Ce poids se décompose en deux éléments. L'un concerne le porte-à-faux de 5 mètres linéaires, dont la poutre a un poids propre de 5 m × 256 kg = 1 280 kg ou 1,280 t, à rajouter à la charge portée de 25 tonnes, soit 26,28 t. Ce poids confère à la partie en porte-à-faux une inertie de 55 802 cm^4. L'autre concerne la partie de poutre entre les deux poteaux. Son poids propre est de 10 m × 256 kg = 2 560 kg ou 2,56 t, ce qui rajouté à la charge portée de 50 tonnes donne un résultat de 52,56 tonnes. Le choix de donner la même section à la partie entre poteaux qu'à la partie en porte-à-faux amène une surabondance d'inertie de 35 960 cm^4 (104 100 cm^4 pour le HEM 400 et 68 140 cm^4 pour le HEM 320) : le HEM 400 continue donc de convenir.

Quant aux poteaux, hors poids propre, leur inertie respective est de 671 cm^4, ce qui correspond à un profil HEM 100. Son poids propre est de 6 m × 41,8 kg = 250,08 kg. Chaque poteau portant 105,12/2 = 52,56 t, le poids total à prendre en compte est de 52,56 t + 0,250 t = 52,81 t. On en déduit sa nouvelle inertie qui est de 674,19 cm^4, laquelle permet de conserver le profil déjà défini dans l'exemple. La vérification à la compression donne une section nécessaire de 52 810 kg/1 800 kg/cm^2 = 29,339 cm^2. La section d'un HEM 100 étant de 13,5 cm^2, le choix se portera sur un HEM 200 (32,2 cm^2).

En conclusion, le portique peut être constitué, par exemple, de deux poteaux HEM 200 et d'une poutre HEM 300 (Fig. 1.95). Pour raison esthétique, l'architecte pourra retenir un poteau constitué de deux UPN 120 posés en moise (surface : 2 × 17 = 34 cm^2, et inertie : 2 × 364 = 728 cm^4).

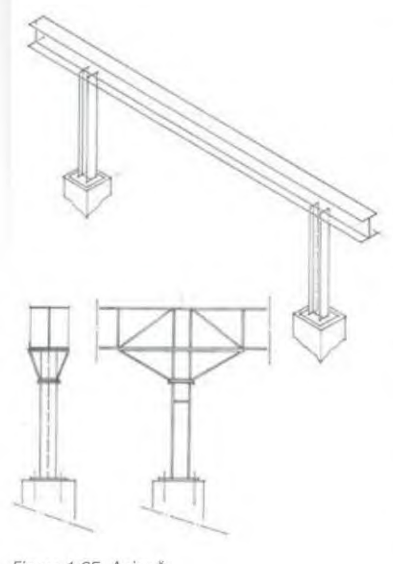


*Figure 1.95 Acier.**

- **Béton**

L'inertie de la partie de poutre en porte-à-faux (1 302 083 cm^4) correspond par exemple à une section rectangulaire donnée par la formule $I = \frac{B \cdot H^3}{12}$ dans laquelle on fixe arbitrairement la largeur B = 60 cm, d'où H = 137,7 cm. Cet élément de poutre a un poids de 0,60 × 1,377 × 5,00 × 2,5 = 10,327 tonnes. Ce poids propre est à rajouter à la charge portée de 25 tonnes, ce qui fait 35,327 tonnes. La nouvelle inertie incluant le poids propre est de 1 839 947,44 cm^4, ce qui donne une hauteur de poutre de 150,4 cm en conservant une largeur de 60 cm. La partie de poutre entre les deux poteaux a une inertie de 94 000 cm^4, ce qui en conservant arbitrairement une largeur de 60 cm correspond à une hauteur de 26,6 cm. Le poids de cette partie de poutre est de 0,60 × 0,266 × 10,00 × 2,5 = 3,99 tonnes, valeur qui rajoutée à

** Les dessins présentés schématisent l'encombrement minimum des inerties qui devra être ensuite enveloppé par le dessin d'architecture.*

la charge portée de 50 tonnes donne un total de 53,99 tonnes. La nouvelle inertie est de 101 501,20 cm^4, ce qui en gardant une largeur de poutre de 60 cm donne une hauteur de 27,8 cm.

Le poids total de la poutre est de 2 × 35,327 + 53,99 = 124,644 t, soit pour chacun des deux poteaux un poids à porter de 62,322 t.

Quant aux poteaux, leurs inerties respectives sont de 23 868,7 cm^4, hors poids propre. En supposant qu'ils ont une section carrée, les côtés seront de 23,13 cm. La vérification à la compression hors poids propre du poteau donne 62 322 kg/100 kg/cm^2 = 623,22 cm^2, soit une section carrée de 24,96 cm de côté. Ceci correspond à un poids propre de $0{,}2496^2 \times 6 \times 2{,}5$ = 0,934 t. La nouvelle inertie est de 24 227,7 cm^4, ce qui correspond à une résistance au flambage d'une section carrée de 23,22 cm de côté. Sera donc retenue une section carrée de 25 cm de côté qui correspond au cas le plus défavorable, celui de la compression.

En conclusion, le portique peut être constitué d'une poutre de 60 cm de largeur, dont la hauteur en porte-à-faux est de 137,7 cm et la hauteur entre poteaux de 27,8 cm, portée par deux poteaux de section carrée de 25 cm de côté (Fig. 1.96). Il appartient désormais à l'architecte de dessiner la poutre et les deux poteaux de façon à leur donner un peu d'élégance.

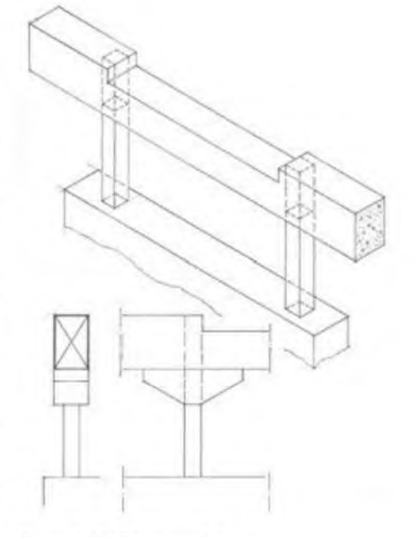


*Figure 1.96 Béton armé.**

- **Bois**

L'inertie de la partie de poutre en porte-à-faux (1 402 244 cm^4) correspond par exemple à une section rectangulaire donnée par la formule $I = \frac{B \cdot H^3}{12}$ dans laquelle on fixe arbitrairement la largeur B = 60 cm, d'où H = 142 cm. Cet élément de poutre a un poids de 0,60 × 1,42 × 5,00 × 0,9 = 3,834 t. Ce poids propre est à rajouter à la charge portée de 25 tonnes, ce qui fait 28,834 t. La nouvelle inertie incluant le poids propre est de 1 617 292 cm^4, ce qui donne une hauteur de poutre de 147,9 cm en conservant une largeur de 60 cm. La partie de poutre entre les deux poteaux a une inertie de 100 000 cm^4, ce qui en conservant arbitrairement une largeur de 60 cm correspond à une hauteur de 27,4 cm. Le poids de cette partie de poutre est de 0,60 × 0,274 × 10,00 × 0,9 = 1,64 t, valeur qui rajoutée à la charge portée de 50 tonnes donne un total de 51,64 tonnes. La nouvelle inertie est de 103 280 cm^4, ce qui en gardant une largeur de poutre de 60 cm donne une hauteur de 27,5 cm.

Le poids total de la poutre est de 2 × 28,834 + 51,64 = 109,308 t, soit pour chacun des deux poteaux un poids à porter de 54,654 tonnes.

Quant aux poteaux, leur inertie respective est de 11 271 cm^4, hors poids propre. En supposant qu'ils ont une section carrée, les côtés seront de 19,18 cm. La vérification à la compression donne une surface de section de 54,654/12 = 4 554,50 cm^2, c'est-à-dire une section carrée de 67,49 cm

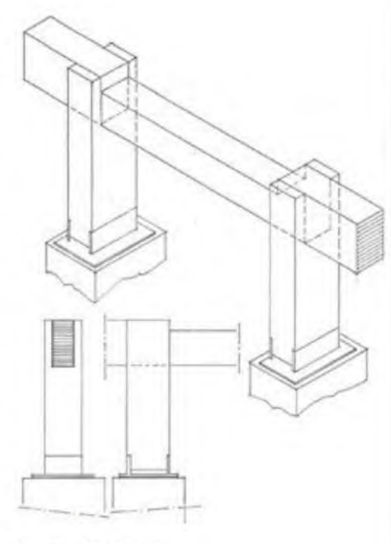


*Figure 1.97 Bois.**

de côté. Dans le cas le plus défavorable, le poids propre devient alors $0{,}6749^2 \times 6 \times 0{,}9 = 2{,}459$ t. Un poteau doit donc avoir une inertie de 11 778 cm^4, ce qui correspond à une résistance au flambage d'une section carrée de 19,24 cm de côté. Sera retenu le cas le plus défavorable d'un carré de 67,49 cm de côté.

En conclusion, le portique peut être constitué d'une poutre de 60 cm de largeur dont la hauteur en porte-à-faux de 147,9 cm et la hauteur entre poteaux de 27,5 cm. Les poteaux auront une section carrée de 67,49 cm de côté. Là encore, il revient maintenant à l'architecte de dessiner la poutre et les poteaux avec l'élégance qu'un calcul brut ne saurait donner (Fig. 1.97).

Conclusion

Le cas qui vient d'être décliné est porteur de deux types de décisions que seul l'architecte peut prendre. L'une est de positionner l'emplacement des porteurs, ce qui dépend de la fonction d'usage des surfaces (des volumes) qu'ils vont structurer. L'autre est d'ordre esthétique : le dessin du portique n'est pas le résultat brut des calculs de sections. En revanche, il ne saurait exister sans le respect des inerties minimales nécessaires. Ces inerties dessinent un volume et le dessin plastique doit au minimum l'envelopper (Fig. 1.98).

La figure 1.98 illustre trois réponses simples et sobres parmi des dizaines d'autres pouvant répondre à l'emploi du béton armé.

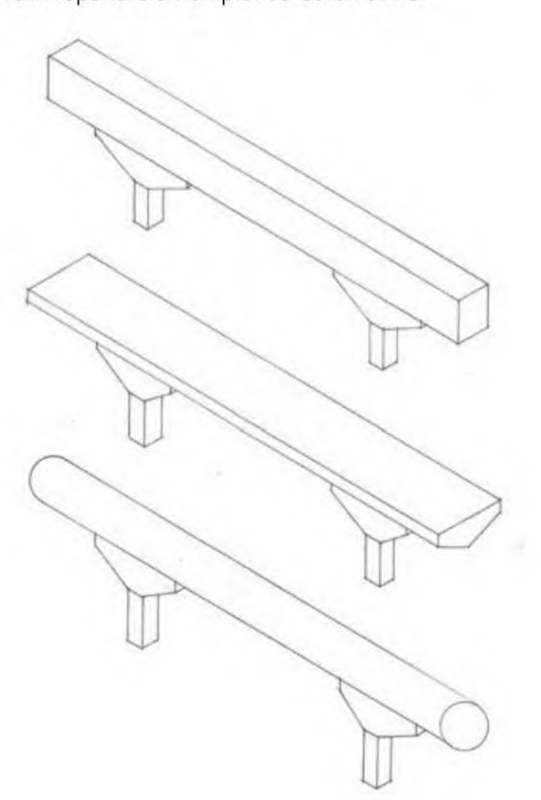


Figure 1.98

1.5 ÉPILOGUE

Ce chapitre sur les structures en portiques est sous-titré « Construire simplement ». Ceci ne signifie pas que ce soit plus facile que de concevoir une structure-poids, mais qu'il existe des règles de stabilité d'autant plus exigeantes que le poids des matériaux mis en œuvre est faible. La conjugaison des trois acteurs essentiels de la conception doit être rigoureuse et logique, toujours présente dans le dessin de l'architecte : les liaisons, l'élasticité des matériaux et la triangulation de la structure.

Le niveau de résistance d'un immeuble aux sollicitations essentiellement dynamiques est sa rigidité K (le lecteur pourra se référer au chapitre 1 de *Risque sismique et patrimoine bâti*). En région à risque sismique, la conception des renforcements des immeubles dont la structure est constituée de portiques part de la valeur de K souhaitée pour en déduire la définition des trois acteurs cités précédemment et en arrêter les valeurs paramétriques. En revanche, pour les immeubles neufs, la conception part de la fréquence du sol et ce qui induit celle recherchée pour l'édifice. La conception de la structure devient alors simplement déductive : fréquence… rigidité globale… raideurs des porteurs… inerties… encombrements liés à la fonction d'usage… prédimensionnement… dessins plastiques des profils et des liaisons.

Chapitre 2

LES STRUCTURES EN PORTIQUES DE POTEAUX ET DE PLANCHERS

Quand la poutre devient plancher

La conception des portiques de poteaux et de poutres développée dans le chapitre précédent fait appel à un certain nombre de règles générales que chaque matériau de structure se doit ensuite de respecter tout en les adaptant à sa propre technologie. Vouloir une architecture de poteaux et de planchers suit évidemment le même cheminement puisqu'*a priori* un plancher est une poutre plate. Dans ce cas, pourquoi lui consacrer un chapitre entier alors qu'il ne pourrait s'agir que d'un simple corollaire ?



Figure 2.1 Quand les poutres des portiques s'aplatissent pour devenir des planchers.

2.1 PRÉSENTATION

S'il est possible de donner aux sections des poutres une géométrie assez libre pour répondre à l'inertie demandée par le calcul, tout comme il est possible ponctuellement de prendre un peu de l'espace habitable avec des sections importantes tout en n'oblitérant pas le passage libre, les planchers monoblocs ne sauraient adhérer à cette liberté de dessin. Un plancher est plan et horizontal pour être habitable. De plus, il ne peut avoir une épaisseur importante définie par l'inertie de calcul $\left(\frac{B \cdot H^3}{12}\right)$ au risque d'exiger des sections de porteurs peu élégantes et encombrantes. Cette surépaisseur est également susceptible de solliciter fortement les sols, entraînant alors des fondations plus onéreuses ; enfin, s'ajoute le risque de donner à l'édifice une fréquence trop proche de celle de son terrain de support. Parallèlement, la réponse aux pressions dynamiques exige une certaine corrélation entre les positions des barycentres des masses (G) et des torsions (T) avec le mode oscillatoire global qui dépend de la rigidité des porteurs $\left(\sum_{i=1}^{n} k_i \approx K\right)$ et de la vitesse de transmission de l'énergie par les planchers vers ces mêmes porteurs. Rappelons enfin qu'un plancher doit être le plus rigide possible afin d'assurer au mieux le confort de ses occupants, ce qui est d'une exigence moindre pour une poutre.

Ce bref aperçu laisse entendre que, du point de vue mécanique, un portique de planchers et de poteaux a ses propres contraintes de conception et d'exécution, et qu'un plancher est bien au-delà d'une simple poutre plate même si les calculs d'inertie en statique les assimilent. Du point de vue de l'architecture, si un immeuble de poutres et de poteaux bénéficie d'une certaine liberté formelle, avec les planchers et les poteaux ce sont les dessins des plans habitables qui en dictent la silhouette : au design de la vêture de s'en accommoder.

Naissance et évolution du concept

L'architecture de maçonnerie en structure-poids doit sa stabilité au poids des murs et à leur homogénéité de comportement grâce aux raidisseurs, aux ceintures et à l'organisation des matériaux qui les composent. Ces contraintes sont présentées dans l'ouvrage *Les structures-poids* (même auteur, même éditeur). Les planchers n'ont traditionnellement aucun rôle dans l'équilibre de la structure-poids.

Que l'épaisseur des murs diminue, passant du moellons (50–60 cm) à la pierre de taille (30 cm), puis à la brique, au parpaing de ciment ou au béton banché (20 cm) jusqu'au béton armé (14 cm), et au fur et à mesure le rôle des ceintures et des poteaux raidisseurs va s'amplifier jusqu'à faire du mur plein un simple remplissage ramené d'ailleurs souvent au seul rôle de contreventement. Cette évolution quasi chronologique tend à transformer

https://www.GCAlgerie.com/

les raidisseurs et les ceintures en portiques de poteaux et de poutres, c'est-à-dire en parallèle à donner de la souplesse aux structures des édifices.

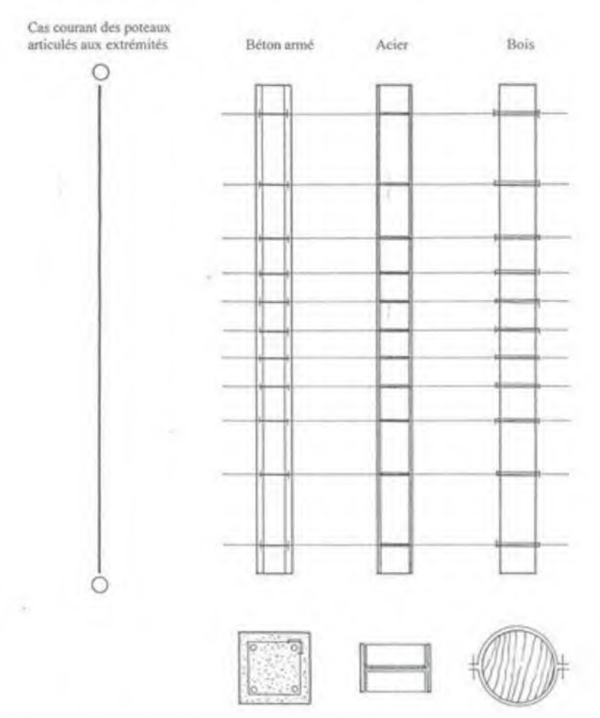
Le rôle des planchers va suivre cette évolution. Ils vont d'abord devoir devenir autostables, ne pouvant plus compter sur la fonction de confinement qu'assuraient les murs–poids. Cette indépendance progressive liée à la nécessité d'une conception de leurs propres structures (ceinture, trame et contreventement dans leurs plans) est allée de pair avec l'utilisation de matériaux plus lourds tels que le béton ou l'acier et, plus tard, les bois reconstitués. À ceci se sont ajoutées les règles de stabilité au feu, de limitation des flexions et des vibrations, d'acoustique, de surcharges d'occupation et d'accessibilité. Parallèlement est venu se greffer le concept de « plancher technique ». (Toutes ces considérations sont développées dans l'ouvrage *Les structures-poids*.)

Est alors venu le moment où le poids et la rigidité des planchers sont devenus plus importants que ceux de leurs porteurs (Fig. 2.1) : des planchers lourds et rigides portés par des poteaux fins et souples. Du point de vue mécanique, la statique a laissé le pas à la dynamique : les immeubles sont devenus pour les uns des consoles encastrées en pied et libres au sommet, et pour les autres des boîtes articulées en pied et raidies au sommet comme l'est une table posée sur le sol ; dans les deux cas, les planchers font office de frettes ou de cerces, ce qui n'est pas sans conséquence sur l'architecture.

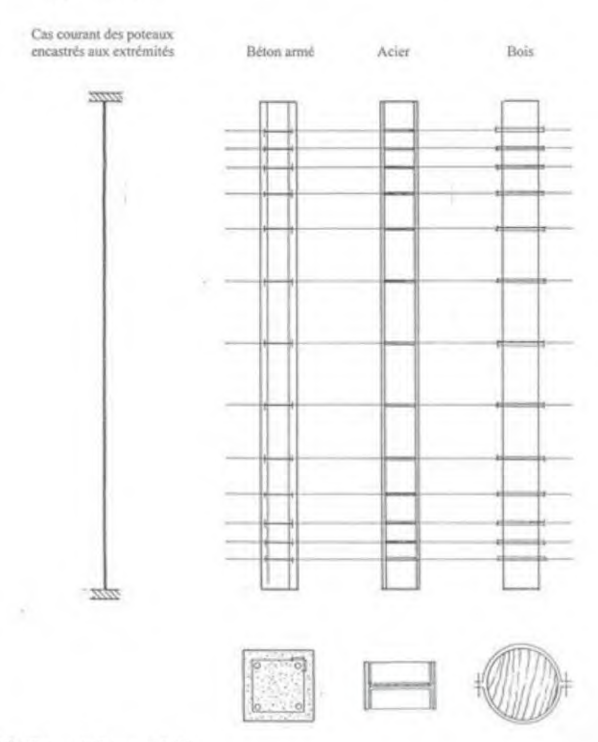
Selon le mode de liaison aux extrémités, un poteau recevra un frettage dont les espacements ne seront pas réguliers afin de réagir au risque de flambage (Fig. 2.2a/b). Il devrait en être de même des immeubles, ce qui est à peu près incompatible avec leurs fonctions d'usage. En effet, l'espacement entre les planchers est en général régulier, dépendant pour l'essentiel de la hauteur naturelle d'un homme, fusse-t-il au Modulor. La position des planchers ne correspond donc pas au calcul mécanique parfait, ce qui n'est pas en soi très grave pour les immeubles de hauteur modeste pouvant être admise jusqu'à 50 m. Que leur hauteur augmente et ils vont être plus vulnérables aux vents et aux séismes. Ceci va amener à se rapprocher des exigences de la mécanique, notamment en éliminant le rôle des planchers mal situés (planchers morts) au profit de ceux qui le sont mieux (planchers actifs), voire en compensant par l'apport de ceintures intermédiaires (Fig. 2.2c/d). Quant aux tours, toutes celles qui marquent les villes en progression rapide depuis quelques décennies, elles sont architecturées pour maîtriser les oscillations, ce qui leur donne un resserrement des groupes de planchers avec l'altitude, technique bien connue des campaniles, des minarets, de certains phares plus récents ou encore des tours porteuses d'antennes.

Entre le temps où le plancher n'avait pas de fonction structurelle – ce qui était et est encore généralement le cas des structures-poids – et celui où il

Figure 2.2 (Page ci-contre) Images du frettage d'un poteau selon ses modes de liaisons aux extrémités avec : (a) poteau articulé à ses extrémités, le frettage est renforcé en partie centrale ; et (b) poteau encastré à ses extrémités, le frettage est renforcé aux deux extrémités. Puis processus de renforcement d'un immeuble existant sollicité par des charges dynamiques (voir chapitre 2 de Risque sismique et patrimoine bâti*, même auteur, même éditeur) avec : (c) le croquis de gauche schématise un immeuble construit dans les années 1930, dont les planchers n'ont pas des espacements réguliers pour des questions initiales de programme d'exploitation des lieux ; le croquis de droite schématise les modifications de structure une fois établie la proposition de confortement contre les risques sismiques ; et (d) proposition de confortement différenciant les types de planchers, ce qu'indique la légende. L'objectif est de faire épouser à l'immeuble un régime oscillatoire le plus proche possible d'une parabole ($y^2 = 2p{\cdot}x$).*



(a) *(Rappel, figure 1.34a)*



(b) *(Rappel, figure 1.34b)*

Etat actuel
Architecture des années 1930

Etat après confortement

(c)

Proposition de confortement
Principe des modifications

(d)

est devenu essentiel, une longue période de transition s'est déroulée avec son chapelet d'inventions. Quelques-unes ont été déterminantes et leur évocation ne saurait suivre une chronologie incontestable mais plutôt une sorte de glissement historique vers les systèmes en portiques.


(a) *Embout de poutre non protégé*


(b) *Embouts de poutres protégés par une plaquette d'ardoise*

Figure 2.3

2.1.1 DÉCOUVERTE N° 1 : LIAISON RIGIDE DES POUTRES AUX PORTEURS

La première découverte concerne la liaison des poutres porteuses d'un plancher en bois d'œuvre avec les murs. Cette préoccupation est née de plusieurs raisons (qui sont déclinées dans les chapitres 5 et 6 du livre *Les structures-poids*). Pour qu'un porte-solive ait un bon appui dans un mur, il faut qu'il le traverse pour se poser sur les deux parements ; cette disposition met l'embout de la poutre à l'humidité ambiante extérieure, accélérant ainsi son pourrissement même si un habillage essaie de le limiter (Fig. 2.3).

Rappelons que, pour qu'une poutre soit « solidement » fixée sur un mur, il ne suffit pas de faire un trou puis de colmater le vide résiduel une fois celle-ci en place ; il faut réaliser une liaison triangulée qui va de plus permettre plusieurs fixations. Il s'agit d'un système en pyramidaux déjà évoqué pour les liaisons sommitales des poutres et des poteaux, un encastrement (Fig. 2.4). Il n'est alors plus nécessaire de faire traverser l'embout de la poutre pour qu'il appuie sur les deux parements, ce qui le protège évidemment de l'humidité extérieure. Sur les petites portées, les pyramidaux peuvent être remplacés par une console qui assure la stabilité verticale tandis que le plancher prend en charge les deux directions de la stabilité horizontale.

Cette technique recouvre un deuxième avantage. S'agissant d'un encastrement, d'une part la poutre voit son inertie diminuer de 5 fois par rapport à une articulation, et d'autre part sa longueur n'est prise en considération que d'une extrémité de la contrefiche à l'autre. Ces deux éléments en diminuent donc la section pour une résistance égale à celle de la flexion.

Figure 2.4 Encastrement par pyramidaux en contrefiches.

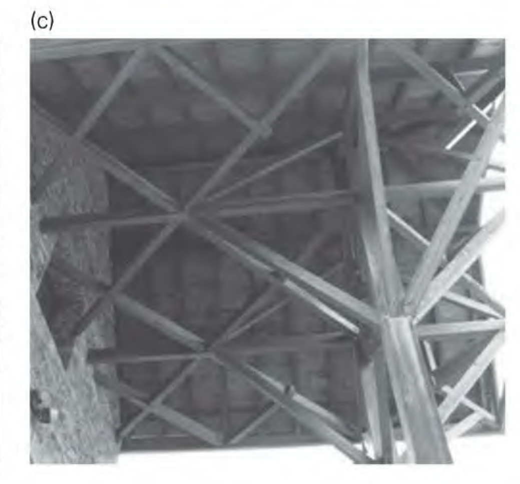
(a)



(b)



(c)



2.1.2 DÉCOUVERTE N° 2 : LIAISONS RIGIDES OU ARTICULÉES DES PLANCHERS AUX PORTEURS ?

Une autre invention est liée au colombage. Le système en colombage de poteaux et de poutres est celui des poteaux courts : chaque niveau est posé sur celui qui le précède. Ce sont les poutres maîtresses des planchers qui assurent la liaison d'un poteau à l'autre. Il en est de même pour la charpente (Fig. 2.5a). L'effet château de cartes est limité par des astuces de liaisons qui font parfois appel aux contrefiches, surtout sur les façades, mais plus rarement intérieurement entre porte-solives et poteaux (ou murs) en raison de l'encombrement. Il est alors préféré un serrage des embouts de poutres entre deux poutres faisant ceinture et les prenant en étau (Fig. 2.5b).

2.1.3 DÉCOUVERTE N° 3 : SOCLE RIGIDE ET SUPERSTRUCTURE SOUPLE

Toujours liée au système en colombage est la structure mixte où le rez-de-chaussée est en maçonnerie et la partie supérieure en poteaux et poutres. Bien entendu, il n'existe pas de continuité mécanique entre les murs et les poteaux sinon celle qui est assurée par le poids (Fig. 2.5). Deux cas se présentent : ou bien le plancher du premier étage est placé entre les murs du rez-de-chaussée et alors il n'a aucune fonction dans la stabilité de l'édifice ; ou bien il sert de plate-forme à l'édification de la structure en portiques de la partie supérieure et alors sa fonction est essentielle.

Dans le premier cas où le plancher n'a pas de fonction structurelle, se présentent deux solutions qui, du point de vue du rôle du plancher, sont identiques : ou bien le plancher du premier étage sert de plafond au rez-de-chaussée, ou bien il est posé sur une voûte portée par les murs du rez-de-chaussée et a l'unique fonction de confort.

Dans le second cas où la fonction du plancher est essentielle, la situation est très différente. La présence d'une voûte en plafond du rez-de-chaussée sert de plate-forme d'assise à la partie supérieure, dont les murs du rez-de-chaussée seraient les fondations. Il s'agit alors de deux bâtiments superposés. L'image 2.5c montre le cas et l'accent est nettement mis sur le soin apporté à la construction de ce plancher. Les solives sont prises en étau entre deux poutres de ceinture et les interstices sont bloqués avec de la maçonnerie pour limiter tout mouvement latéral. Les poteaux reposent sur la ceinture et lui sont solidarisés par les croisillons de contreventement. Intérieurement, existe un mur de refend (entre la tourelle et la fenêtre en pignon) dont le poteau de façade est l'aboutissement. Le plancher du second niveau assure le même contreventement horizontal que celui du premier niveau, sachant qu'à cette époque (XVIIe s.) ce rôle est attribué aux planches du plancher et non à un système triangulé comme le montre la figure 2.4c. Quant à la charpente, elle est en entrait retroussé et les diffé-



(a) *Reconstitution du bâtiment (b), syndicat d'initiative de Bourges*



(b)



(c)

Figure 2.5

rentes fermes sont contreventées entre elles par des croix de saint André horizontales fixées entre les entraits. Ainsi la partie supérieure est-elle un jeu de portiques entièrement triangulés et stables, du moins comme on savait le faire au XVII[e] siècle, et est posée sur un édifice de type structure-poids, le rez-de-chaussée étant également autostable. Deux édifices dont les comportements dynamiques sont indépendants malgré leur superposition, aux apports de poids près, mais ceux-ci restent relativement faibles.

Une fois établi le rôle du plancher d'assise de la partie en colombage, il reste à comprendre le comportement de l'ensemble du portique en cas de sollicitations dynamiques. La liaison à la structure poids : articulation ou encastrement ? La structure portante : poteaux courts, poteaux longs ? La comparaison entre les figures 2.5b et 2.5c permet la déduction et surtout de comprendre l'évolution structurelle du rôle du plancher : la liaison de l'ensemble de la structure en colombage à la structure-poids sur laquelle elle est installée est essentiellement articulée. Les poteaux sont posés sur les poutres maîtresses du plancher d'assise. Ils sont contreventés dans le plan des façades ; ils peuvent l'être dans celui des refends ; en revanche, les liaisons aux planchers qu'ils relient se contentent souvent d'un système de blocage et au mieux d'une modeste contrefiche. Cette disposition explique en partie pourquoi ces ouvrages sont souvent renversés. Il n'y a pas de triangulation réelle au sens 3D du mot. Le moindre vrillage d'un plancher entraîne la déformation de l'ensemble du volume (Fig. 2.5b).

La figure 2.5c montre la préoccupation du constructeur de pallier le vrillage en mettant en œuvre des « poteaux longs ». Il ne s'agit plus de poteaux contreventés par un remplissage en maçonnerie au sens entendu du terme, mais de panneaux dont le treillis de la structure veut être en continuité mécanique sur toute la hauteur de la façade. Le mur n'est plus un simple remplissage (comme sur les figures 2.5a/b) mais véritablement un plan rigide. Aux angles horizontalement et au niveau de chaque plancher, un blochet sert d'équerrage en reliant les deux façades adjacentes et assure de surcroît un raidissement du plancher en le contreventant. La photo 2.5c montre que la maison n'a pas subi de vrillage. Le constructeur a compris que non seulement le plancher doit être indéformable dans son plan mais en plus que sa liaison aux porteurs doit se faire en pyramidaux. La « boîte » ainsi posée sur l'assise en maçonnerie devient alors structurellement indéformable, les planchers ne pouvant plus se mettre en vrille. Le concept de plancher indéformable dans son plan faisait ainsi sa route, une invention qui aujourd'hui est d'évidence pour tous les constructeurs.

2.1.4 DÉCOUVERTE N° 4 : L'ESCALIER, DU MEUBLE À UN RÔLE DANS LA GESTION DES RAIDEURS

Une autre découverte peut être mentionnée : le rôle de l'escalier. Dans l'histoire de l'architecture, l'escalier a été longtemps apparenté à une

échelle posée sur le plancher bas et appuyée sur une solive du plancher haut : un objet articulé à ses deux extrémités. Lorsque l'escalier nouera avec un certain confort, les marches se substituant aux barreaux, il restera un objet au même titre qu'un meuble et pourra être construit en atelier puis installé au droit des chevêtres qui auront été préparés lors de la fabrication de la poutraison. Cette approche de l'escalier, objet structurellement neutre, n'est pas réservée au bois ; l'acier comme le béton y ont adhéré au point que, aujourd'hui encore, il est possible d'acheter des escaliers préfabriqués qu'il reste à transporter et à poser sur place. Ces ouvrages sont fixés aux niveaux qu'ils relient par un simple boulonnage ou parfois même par le recours à leur seul poids en feuillure (Fig. 2.6a). C'est ainsi que, dans les régions soumises aux risques sismiques, nombre de personnes ne peuvent évacuer les immeubles parce que les volées d'escaliers ont quitté leurs appuis pour s'empiler au rez-de-chaussée.



(a) *Pose articulée non solidaire d'une volée d'escalier*



(b) *Pose articulée mais solidaire avec le plancher haut*

Figure 2.6

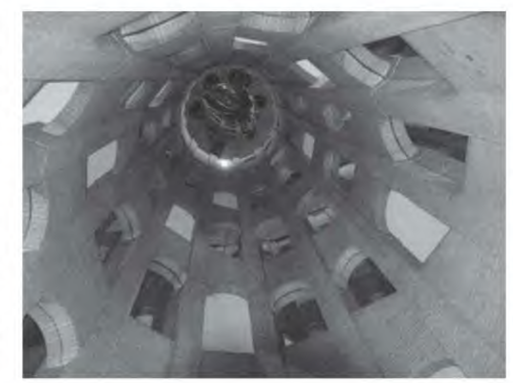
Les règles de sécurité contemporaines ont choisi d'isoler les escaliers de secours de toute structure afin de les rendre indépendants et accessibles en permanence, qu'il s'agisse d'incendie ou de tremblement de terre.

Une autre conception entend l'escalier comme une découpe d'un plancher sur trois côtés, le quatrième, celui qui porte la marche la plus élevée, restant solidaire du plancher haut par encastrement alors qu'il sera articulé à sa liaison au plancher bas (Fig. 2.6b). De la sorte, en cas de tremblement de terre, l'escalier ne peut être l'objet de cisaillement et reste en service.

Une évolution de cette idée, du reste revisitée par Léonard de Vinci à Fontainebleau, avait été perçue au minaret de Jâm au XIIe siècle, en voulant faire jouer à l'escalier un rôle dans le niveau de rigidité de l'édifice. À Jâm, l'accès à la plate-forme de l'appel à la prière se faisait par deux escaliers en spirale en rotations inversées (Fig. 2.7a/b). À Berlin, l'un des clochers des églises jumelles est accessible sur la plus grande partie de sa hauteur par un escalier en spire installé en double mur à l'image de ce qui se passe dans le dôme de la cathédrale de Florence (Fig. 2.7c). Le dôme du parlement de Berlin image la même idée tandis que, voisin, le musée d'Art moderne a utilisé directement le limon en spire de l'escalier comme poutre de la structure d'enveloppe. De nouveau dans l'histoire de l'architecture, un simple accessoire, l'échelle, est devenu un élément essentiel de la structure du bâtiment, voire la structure même.

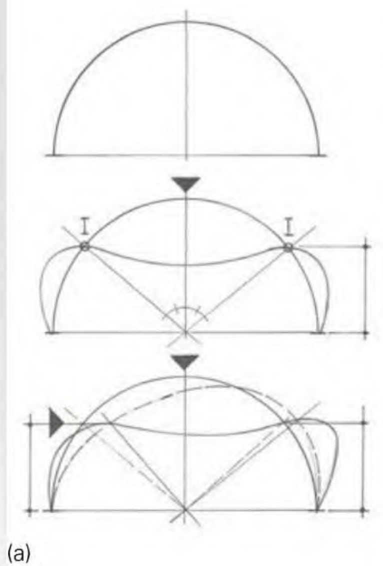


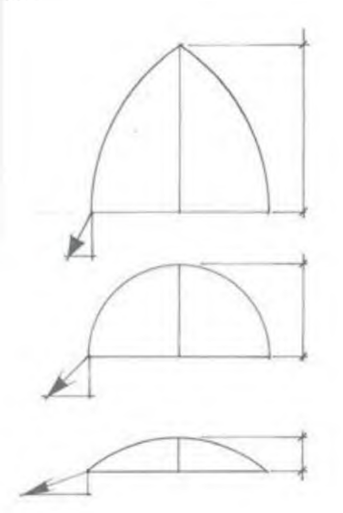
(a) *Minaret de Jâm (Afghanistan)* (b)

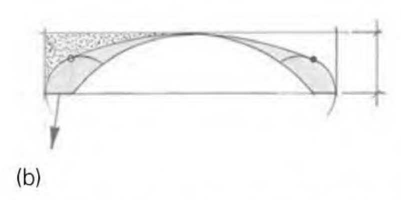


(c) *Clocher des églises jumelles à Berlin*

Figure 2.7 Quand l'escalier, un plancher en pente, devient spire et participe de la structure.


(a)




(b)


(c)

Figure 2.8 Principes de déformations d'une voûte.

2.1.5 DÉCOUVERTE N° 5 : DE LA VOÛTE AU PLANCHER

Une autre découverte, et non des moindres, a été de transformer une voûte en plancher. Le chapitre 1 du livre *Les structures de hautes performances* (même auteur, même éditeur) est entièrement consacré à la conception et à l'évolution constructive et architecturale des voûtes, aussi l'explication suivante se limitera-t-elle aux interrelations avec les planchers habitables.

Une voûte est un élément d'architecture en maçonnerie et en composition avec des murs ou des piliers, elle s'y encastre. Sa partie la plus fragile est donc centrale et, pour limiter les risques de déformation, il est préférable d'y éviter toute pression verticale. Deux solutions ont abondé l'histoire de l'architecture traditionnelle dans ce domaine : ou bien le plancher qu'elles portent est entièrement en maçonnerie, ce qui est le cas le plus fréquent ; ou bien l'extrados porte un plancher rapporté en bois.

2.1.5.1 Le plancher en maçonnerie sur voûte

Rappelons le principe de déformation d'un arc et d'une voûte sur développement linéique (Fig. 2.8a). Si la courbe en chaînette est le profil le plus stable qui soit, le dessin d'architecture lui a préféré le demi-cercle moins encombrant, à partir duquel se sont théorisées les déformations. Du point de vue statique, c'est-à-dire sous charge verticale, le demi-cercle accuse une déformation symétrique induisant deux points d'inflexion de part et d'autre de l'axe vertical (croquis central). Du point de vue dynamique, sous pression horizontale, ces deux points d'inflexion sont le siège d'un déplacement qui modifie la déformation du profil jusqu'au renversement (croquis du bas).

Pour limiter les déformations dans les deux cas de figure, l'histoire a compris qu'il fallait bloquer la partie du profil située sous le plan d'inflexion, le rein. Comment faire ? En le remplissant de matériaux raides de type mortier de chaux pour les voûtes en maçonnerie (Fig. 2.8c). Les voûtes contemporaines obéissent au même principe mais avec des techniques plus élaborées (voir *Les structures de hautes performances*, chapitre 1).

Le remplissage du rein ne saurait dépasser le plan d'inflexion II au risque d'augmenter la surcharge statique. Il existe donc un espace vide entre le plan d'inflexion II et le sommet de l'extrados de la voûte. Pour rendre habitable cette surface, il fallait qu'elle devienne horizontale. Trois solutions ont été retenues.

- L'une consiste à diminuer la hauteur de la flèche du profil (Fig. 2.8b), ce qui a engendré la famille des voûtes surbaissées. En diminuant cette flèche, certes le plan d'inflexion baissait mais pas dans les mêmes proportions. Il devenait donc possible de rapporter un remplissage complémentaire de mortier sans surcharger outre mesure la pression statique verticale.

– Une autre à laquelle il a été beaucoup recouru consiste à remplir la partie entre le plan d'inflexion et le sommet en extrados de la voûte avec un mortier léger, souvent fait de plâtre (gypse) et de tuilots ou de plâtre et de pouzzolane ou de mâchefer.

– Une troisième solution se rencontre surtout dans les maisons et dans les logements superposés aux cloîtres des monastères ou encore dans les bâtiments aux rez-de-chaussée voûtés sur lesquels étaient construits des salles publiques (tribunaux, mairies et autres…) ; elle est un compromis des deux précédentes. Les voûtes ont été un peu surbaissées et le remplissage, au-dessus du plan d'inflexion, rechargé en matériaux plus légers.

Il restait à habiller la surface ainsi dressée soit d'un carrelage sur lit de sable, ce qui était le cas le plus fréquent, soit d'un plancher sur solivettes également posé sur lit de sable pour éviter le poinçonnement.

Des voûtes ne pouvant recevoir des planchers

Nous renvoyons ici le lecteur aux croquis 1.70c et 1.25c. Le premier est celui d'une voûte d'arêtes et le second est celui d'une voûte en éventail : deux savoirs techniques diamétralement opposés. La voûte d'arêtes a recours au remplissage du rein mais ses arêtes ne sont pas des poutres, tout au mieux des lignes de rencontre géométrique de deux triangles sur plans incurvés. En aucun cas, elles ne sauraient être porteuses et surcharger l'extrados revient à leur donner une flexion qui fait éclater les voussoirs. Quant à la voûte en éventail, elle présente ses fragilités maximales à la liaison des différents cônes ; il s'agit de simples lignes d'appui ne pouvant supporter aucune surcharge. Ces deux croquis ont été rappelés pour montrer que ces techniques n'ont pas été conçues pour porter un quelconque plancher.

2.1.5.2 Le plancher en bois sur voûte

Les solives du plancher de bois ne peuvent s'appuyer que sur le remplissage du rein au risque de rajouter une surcharge exagérée sur la partie centrale de l'extrados, qui est la plus vulnérable. Un tel plancher devient alors une sorte de pont allant d'un rein à l'autre. Pour cela, il faut mettre en place des solives qui vont passer au-dessus de la voûte et venir s'appuyer sur les porte-solives posés sur les reins. Une seule voûte peut accepter cette technique : le berceau, car son rein est ininterrompu sur toute sa longueur.

Certes, ont été parfois réalisés des planchers sur voûte d'arêtes ou de cloître. Sur le remplissage des reins sont posés des potelets de bois porteurs d'un porte-solive en portique sur lequel se fixent les solives enjambant l'extrados de la voûte. Le problème est que les potelets poinçonnent le remplissage du rein, s'y enfoncent et font éclater la partie basse de la voûte qui a pour fonction d'assurer son encastrement sur les porteurs. Qu'une gouttière

survienne, l'eau va ruisseler vers les points bas, c'est-à-dire les reins, ce dont on ne s'apercevra que tardivement, et la voûte va voir se liquéfier son accroche sur les murs ou les piliers.

2.1.6 DÉCOUVERTE N° 6 : LE PLANCHER RAIDISSEUR DE STRUCTURE

Les régions qui ont retenu le plancher en maçonnerie sur voûte en ont compris toute l'importance structurelle. Pourquoi ? D'une part, en chargeant les reins, la pression horizontale exercée par la voûte se verticalise, ce qui limite l'épaisseur des murs ou la présence de contreforts encastrés. Par ailleurs, faisant corps avec la voûte, le plancher agit en dalle de compression limitant la mise en flexion des voussoirs. Cette technique a inventé le plancher à double action : la partie au-dessus du plan neutre est comprimée et celle qui est en dessous est tendue. Aujourd'hui, toutes les dalles en béton fonctionnent sur ce principe, ce qui limite leurs sollicitations aux porteurs. Enfin, la conclusion est que l'ensemble voûte + plancher raidit ainsi la structure d'autant plus que les liaisons aux porteurs sont encastrées. La fréquence du rez-de-chaussée est proche de celle du sol. Il reste à poser par-dessus, et de façon articulée, une superstructure souple à la manière des colombages évoqués précédemment.



(a)



(b)

Figure 2.9 Au fur et à mesure de l'élévation, de la souplesse est apportée par une diminution de l'inertie (section) et par une augmentation de l'élasticité (percements progressivement plus amples ou mise en place de matériaux plus légers et plus souples).

Toutefois, pourquoi changer de superstructure au-dessus d'un rez-de-chaussée qui a su se doter d'une forte rigidité en alliant les rôles mécaniques des murs et de son plafond ? Pourquoi ne pas répéter le même système sur les niveaux supérieurs ? L'histoire montre que, de longue date, ce choix a été fait. Les planchers des minarets et des clochers, comme ceux des phares, sont en maçonnerie. Les planchers des palais de l'Antiquité étaient rarement en bois et il en était de même de certains bâtiments utilitaires comme les dépôts. Les silos et autres entrepôts depuis le Moyen Âge ont eu des planchers maçonnés.

Il faut revenir au système de raidissement par frettage évoqué en figures 2.2a/b. Un bâtiment sur plusieurs niveaux se comporte comme une console fichée en terre et libre en son sommet. Sous charges dynamiques (horizontales), il oscille en accusant, dans une situation idéale, une inflexion de profil parabolique. Plus l'édifice s'élève, plus son amplitude oscillatoire est importante. Il appartient aux murs porteurs d'accompagner le mouvement oscillatoire par leur souplesse, au risque de renverser l'édifice. Au temps de la pierre et de la brique, cette exigence de souplesse progressant avec l'altitude était assurée par la combinaison de l'inertie (I) qui diminuait avec l'élévation, et par l'apport d'élasticité qui était assuré par des évidements de plus en plus grands ou un changement de matériaux plus souples (Fig. 2.9).

Les deux images précédentes montrent également qu'avec l'élévation les hauteurs d'étages diminuent. Prenons le cas du campanile (Fig. 2.9a).

En statique, rappelons la formule mécanique générique d'Euler sur le flambage, indépendante des matériaux : $I = \frac{F \cdot Lo^2}{\pi^2 \cdot E}$ *. Pour en faire de l'architecture, il faudrait l'écrire autrement :

* *Voir* Risque sismique et patrimoine bâti, *même auteur, même éditeur.*

$$10 = \frac{P \cdot 4h^2}{E \cdot I} \quad \text{ou encore} \quad \frac{P \cdot h^2}{E \cdot I} = 2{,}5$$

avec P le poids de l'édifice et ses différentes surcharges, ramenés au sommet ;

$2h$ la hauteur dite de calcul puisque $Lo = 2L$;

E l'élasticité des matériaux de structure ;

I l'inertie de section.

Cette expression convient pour une vision globale de l'édifice, ce qui n'est pas le cas sinon pourquoi alors changer les hauteurs des niveaux ?

En dynamique, la raideur d'un élément d'ouvrage s'écrit $k = \frac{3E \cdot I \cdot a}{L^3 \cdot c}$ * si la charge est appliquée au sommet ou $k = \frac{8E \cdot I \cdot a}{L^3 \cdot c}$ si la charge est uniformément répartie. Pour faire de l'architecture à partir de cette formule, il convient d'abord d'oublier les paramètres communs à chaque tronçon, soit a qui est l'accélération à laquelle l'édifice est soumis, et c qui est le paramètre de sécurité lié au matériau de structure, celui-ci étant le même pour chaque tronçon. Par ailleurs, si l'on veut étudier chaque tronçon, le plus simple est de considérer que la charge est appliquée au sommet de chacun, soit de prendre le paramètre 3. La formule ainsi simplifiée devient :

* *Voir* Risque sismique et patrimoine bâti, *même auteur, même éditeur.*

$$k = \frac{3E \cdot I}{L^3}.$$

La rigidité k d'un tronçon est proportionnelle à la charge qu'il est capable de recevoir et celle-ci est statistiquement admise pour 40 % de son poids, d'où $k = 0{,}40\,P$. On peut donc écrire, sachant que L et h signifient la même chose, la hauteur d'un tronçon :

– Niveau 1 : $k_1 = 0{,}40\,P_1 = \frac{3E \cdot I_1}{h_1^3}$ où P_1 est le poids total de l'édifice

– Niveau 2 : $k_2 = 0{,}40\,P_2 = \frac{3E \cdot I_2}{h_2^3}$ où P_2 est le poids du niveau 2 + ceux des niveaux supérieurs

– Niveau 3 : $k_3 = 0{,}40\,P_3 = \frac{3E \cdot I_3}{h_3^3}$ où P_3 est le poids du niveau 3 + celui du niveau supérieur

– Niveau 4 : $k_4 = 0{,}40\,P_4 = \frac{3E \cdot I_4}{h_4^3}$ où P_4 est le poids du niveau le plus élevé.

L'idéal serait que $k_1 = k_2 = k_3 = k_4$; or, plus l'élévation augmente, plus le poids diminue. Pour que chaque formule soit une constante, il faut donc soit diminuer le numérateur, c'est-à-dire le couple $E \cdot I$, soit augmenter le dénominateur, c'est-à-dire h. Or, E est une constante, s'agissant du même matériau ; il reste la relation $\frac{I}{h^3}$. C'est alors qu'intervient l'architecture : peut-on dessiner le campanile comme une pyramide ?

Sachant que $\frac{I}{h^3}$ doit être une constante, il devient nécessaire de trouver un compromis, c'est-à-dire commencer par diminuer la valeur de I par les évidements. Quelle quantité de matière peut-on enlever au fur et à mesure que l'édifice s'élève tout en restant en deçà des exigences statiques ? L'une des contraintes est qu'il s'agit d'avoir une surface d'assise pour chaque tronçon suffisamment grande pour porter le poids des descentes de charges $\left(S = \frac{P}{\sigma}\right)$; pour l'autre, la valeur de I étant ainsi définie à partir des surfaces minimales de compression, il s'agit de respecter la condition de non-flambage qui, en statique comme vu précédemment, s'écrit $\frac{P \cdot h^2}{E \cdot I} = 2{,}5$. Dans cette formule, E est une constante, I a été précédemment défini par les exigences de compression simple, ce qui permet d'affiner la valeur de P. Il reste h au numérateur, qui plus est au carré. Diminuer un peu la hauteur concernée permet de conserver la constante 2,5 de l'équation, tandis que P au numérateur augmente et que I au dénominateur augmente également. Dans quelles proportions diminuer h ? $\frac{P}{I} = 2{,}5\frac{E}{h^2}$, autrement dit $h = \sqrt{2{,}5\frac{E \cdot I}{P}}$ où I et P sont liés par la formule la plus élémentaire de la résistance des structures, soit $S = \frac{P}{\sigma}$.

C'est certainement à partir de ce type de raisonnement qu'étaient établis les abaques dans l'Antiquité et, sans remonter aussi loin, durant tout le Moyen Âge jusqu'à la fin de la Renaissance.



Figure 2.10 L'organisation et l'espacement des planchers servent de frettage au bâtiment considéré comme une console (exemple de la Tour Pey-Berland à Bordeaux, XVe s.).

Ainsi, les hauteurs h de chaque niveau étant définies, il restait à les caler à l'aide de planchers rigides pour éviter la déformation du plan des porteurs (Fig. 2.10). Les planchers servent de frettes au bâtiment qui est une console encastrée en pied. Le raisonnement est exactement le même dans le cas d'un édifice plus modeste dont les porteurs sont articulés en pied.

2.2 NAISSANCE ET INVENTION D'UNE ARCHITECTURE DE POTEAUX ET DE PLANCHERS

La conception des planchers et l'histoire de leur invention font l'objet du chapitre 5 du livre *Les structures-poids*. La construction des édifices attri-

bue à trois types de planchers des fonctions bien particulières. Le plus élevé encastre les porteurs de type porteurs longs si ceux-ci sont articulés en pied. Le plus bas assure la liaison des fondations entre elles quand ce rôle n'est pas imparti aux semelles ou aux longrines, voire à certaines poutres ; il se trouve au début du mouvement oscillatoire de l'ensemble de la structure (Fig. 2.11). Ce plancher peut également se situer au niveau des fondations, parfois à deux ou au maximum trois niveaux au-dessous de celui du terrain dans le cas d'ouvrages ayant des sous-sols, ou au niveau du sol lorsqu'il n'y a pas de sous-sol. La position du plancher bas définit la hauteur de calcul à prendre en compte lors de l'approche parasismique. Enfin, un niveau intermédiaire situe le plan barycentrique horizontal de torsion (T), auquel il est demandé de lui faire coïncider le plan barycentrique des masses (G). Celui-ci est le nœud de la sinusoïde de déformations générale de l'édifice. Dans le cas d'immeubles de grande hauteur, plusieurs planchers peuvent exercer cette fonction afin de brimer les amplitudes de déformation*.

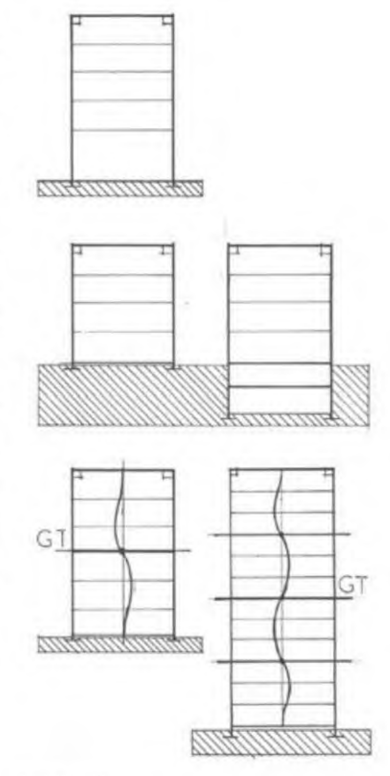


Figure 2.11

2.2.1 DE LA CONCEPTION CONSTRUCTIVE À LA CONCEPTION ARCHITECTURALE

2.2.1.1 D'une architecture de maçonnerie…

Le principe connu de l'Antiquité était de bâtir une enveloppe de murs porteuse soit de poutres en bois soit de voûtes surbaissées, sur lesquelles était posée une dalle de mortier de chaux, revêtue d'un carrelage pour les édifices les plus riches. Les planchers en bois seront largement vulgarisés lorsque les scies en fer gagneront le marché de la métallurgie dans les régions pourvues de forêts ou capables d'importer du bois d'œuvre.

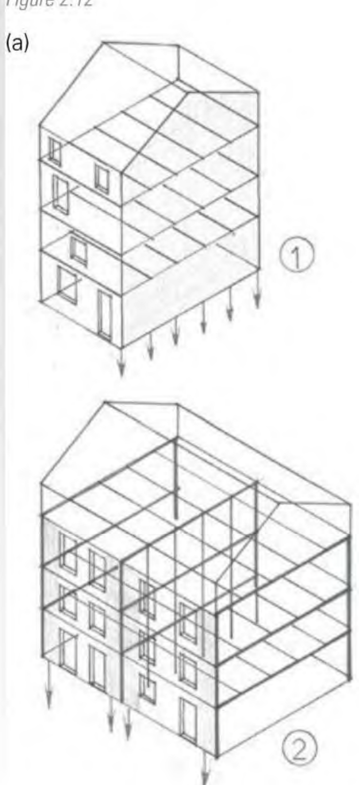
Initialement, les portées étaient courtes (3–4,00 m), ce qui limitait les sections des poutres. Celles-ci étaient enfoncées dans les murs et posées sur un sommier en pierre plate ou en bois, qui en faisait une liaison articulée. Lorsque le besoin de salles assez vastes s'est manifesté dans les demeures importantes mais aussi dans les palais administratifs et les entrepôts sur plusieurs niveaux, des poteaux intermédiaires furent mis sous les poutres. Pour en limiter le nombre, furent inventées les structures de planchers avec porte-solives (portés par les poteaux intermédiaires) et les solives (portées par les porte-solives).

Lorsque les portées étaient brèves (environ 4,00 à 6,00 m), les poutres se posaient en général perpendiculairement aux pignons avec éventuellement un mur intermédiaire servant de relais de support. Cette disposition laissait les façades sur rue et sur l'arrière relativement libres de percements (Fig. 2.12a et c). Seules les exigences des descentes de charges sur ces façades contraignaient un alignement relatif des percements pour éviter la rupture des linteaux. La mise en place de poteaux à la place des

* *Voir* Risque sismique et patrimoine bâti, *même auteur, même éditeur.*

Figure 2.12

(a)



murs de refends imposa une contrainte architecturale significative : les porte-solives devaient s'ancrer dans les murs des façades et être portés par eux ; ceci nécessitait de ne pas faire de percements sous ces liaisons et donc de les reporter sur les pans non porteurs, d'où leurs alignements verticaux. Les *insulae* latines mirent en œuvre cette architecture à grande échelle (Fig. 2.12b).

(b) *Reconversion d'une* insula



(c) *Aperçu d'une* insula *de l'Antiquité*



Une architecture de percements de façades alignés devait en naître et signifier une *construction bien faite* (Fig. 2.13). Lorsque l'usage du sciage mécanique (à énergie souvent hydraulique) fut largement répandu, des solives plus longues et surtout de section régulière furent mises en œuvre, augmentant les portées libres entre les porteurs. La généralisation des planchers de solives et de voûtains dès le début de la Renaissance fut un réel progrès : il était possible d'augmenter les portées libres tout en perpétuant les appuis sur les refends et les pignons. Les percements des façades auraient pu se libérer des alignements, mais ce ne fut pas le cas (Fig. 2.13b). Les percements alignés continuaient d'afficher une *architecture bien faite*, c'est-à-dire ordonnée. D'ailleurs, cette convention était si forte qu'elle fut progressivement académisée avec les grandes arcades commerciales au rez-de-chaussée englobant souvent les entresols dès le XVIIIe siècle. Le premier niveau (dit noble) recevait de grandes baies avec balcon(s), tandis que les étages supérieurs voyaient les dimensions des fenêtres diminuer avec l'élévation (Fig. 2.13c).

(a) *Belmonte (Portugal)*



(b) *Orléans (Loiret)*



(c) *Paris*



Figure 2.13 Près de deux mille ans séparent le premier édifice des deux autres.

2.2.1.2 … à une architecture de béton

L'invention du béton armé allait progressivement supprimer les poutres, du moins dans les édifices dont les planchers avaient des portées modestes (environ 6,00 m). La dalle de béton n'avait plus de direction structurelle prioritaire. Cependant, au nom de l'industrialisation, de la rapidité de mise en œuvre et de la démultiplication d'une même fonction, les tours habitables comme les immeubles des grands magasins ou ceux des bureaux reprirent cette architecture des alignements des percements souvent par mimétisme, jusque dans les années 1970-1980 (Fig. 2.14), oubliant les avancées des travaux du Bauhaus cinquante-cinq années auparavant.



Figure 2.14 Orléans.

2.2.1.3 D'une architecture de colombage…

L'organisation des structures des immeubles à colombage, surtout au début du Moyen Âge occidental, laissait une certaine latitude aux percements. D'ailleurs, il ne s'agissait pas de « percements » mais d'espaces interstitiels qui pouvaient être remplis de pisé ou de maçonnerie de brique, voire de planches, tout comme ils pouvaient recevoir des baies (Fig. 2.15a). L'osmose de l'image d'une *architecture bien faite* passant par les alignements des percements fit son effet et, à la fin des temps gothiques, les portes et les fenêtres se sont alignées dans les colombages comme dans tous les autres immeubles soucieux d'une image d'équilibre (Fig. 2.15b). Une telle symbolique était si forte qu'elle fut retenue sans aucune question pour l'édification des murs des immeubles du centre de Lisbonne après le tsunami de 1755 ; les murs n'y étaient qu'un habillage, la véritable structure étant en bois assemblé en colombage, pour éviter un éventuel nouveau désastre (Fig. 2.15c). Le marquis de Pombal mettait en œuvre les observations rapportées d'Orient par les navigateurs. Cette culture de l'alignement allait se perpétuer jusqu'à la fin du XXe siècle (Fig. 2.15d).



(a) *Bourges (Cher)*



(b) *Bourges*



(c) *Lisbonne (Portugal)*



(d) *Bourges*



Figure 2.15

(a) *Paris*



(b) *Paris*

Figure 2.16

2.2.1.4 … à une architecture de portiques

La fin du XVIIIe siècle ouvre la porte de la période industrielle avec la fonte d'abord, puis rapidement le fer et bientôt les aciers. Le colombage avait initié au concept de portique. Cependant, la longueur des poteaux et des poutres était brimée tant par le besoin de leur conserver une section régulière que par les conditions du transport dans des rues étroites et tortueuses. Plusieurs événements se sont conjugués vers le milieu du XIXe s. Il y eut certainement d'abord une assimilation des modes constructifs en bois venus de l'Asie, avec ces structures élevées et souples que relataient les voyageurs. Il y eut également un assainissement de l'urbanisme qui passa par le renouvellement du tracé des rues et des avenues dans les villes congestionnées. Ce deuxième modèle fit école dans tous les pays avec qui existaient des échanges commerciaux et culturels. Il y eut enfin les conséquences de la révolution industrielle avec le besoin d'édifier rapidement des ateliers et des usines, et de loger une population d'émigration de la campagne vers la ville où se trouvaient les emplois.

Le fer en poteaux et en poutres allait reprendre les leçons des colombages et adopter en même temps les calculs du bâtiment succédant à la toute puissante science de la géométrie. Cependant et jusqu'à la guerre de 1939–1945, l'image de l'*architecture bien faite* alignant les percements restait prégnante et le reste encore souvent, même s'il ne s'agit plus que de formalisme (Fig. 2.16).

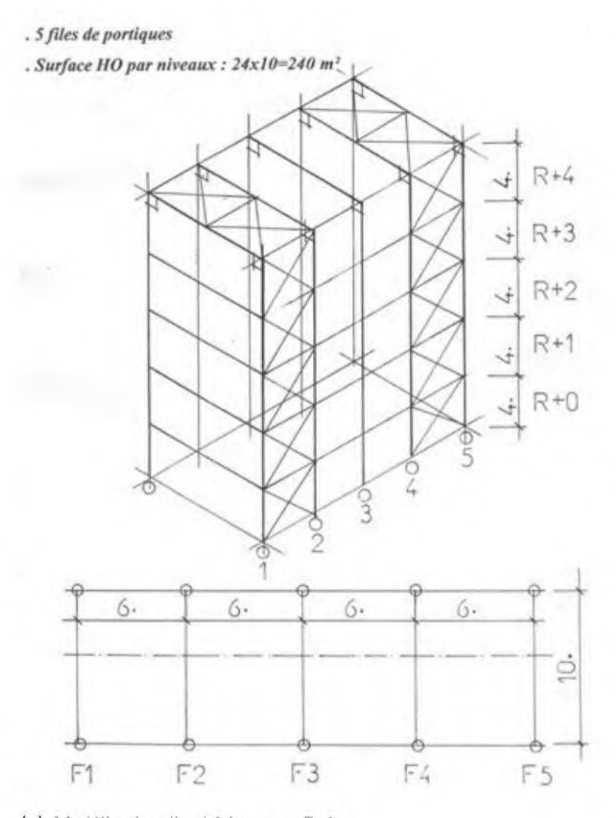
La maîtrise croissante de l'acier dès le lendemain de la guerre devait initier les structures en portiques et ouvrir la voie de l'architecture contemporaine avec toutes ses expériences plastiques, mettant progressivement un terme à l'héritage du dessin de maçonnerie. Allié au béton, l'acier transforma le plancher en poutre plate, donnant un sursaut au modèle de portiques de poteaux et de poutres qui s'essoufflait.

2.2.2 PRINCIPES FONDAMENTAUX

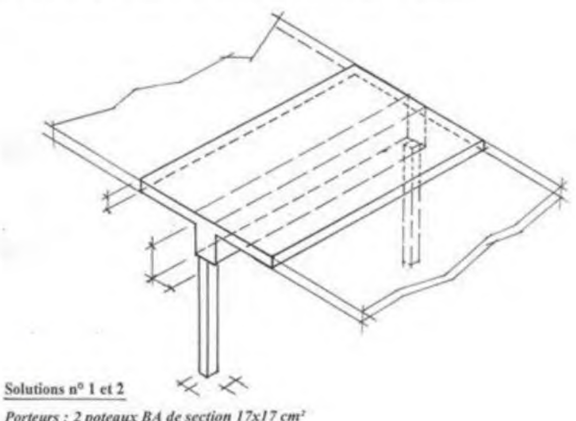
2.2.2.1 Incidence du choix de plancher

Supposons un immeuble conçu à partir de cinq files de portiques portant quatre niveaux de planchers d'habitation et une toiture, selon la modélisation présentée sur la figure 2.17a. Deux solutions élémentaires sont possibles pour dessiner les planchers : l'une en appelle à des poutres portées par les portiques et intégrées aux dalles (Fig. 2.17b), l'autre recourt aux dalles seules (Fig. 2.17c). Dans le premier cas, au regard des hypothèses formulées, la dalle aura 11 cm d'épaisseur mais en appellera à des poutres acier HEB-900 ou 1000 ou 300/870 en béton. Dans le second cas, les poutres seront posées à plat et intégrées à l'épaisseur de la dalle qui, sur profil rectangulaire, aura une épaisseur de 28 cm ou qui, sur profil

Figure 2.17 Système de portiques en poteaux et planchers.



(a) Modélisation d'un bâtiment en R+4



Solutions n° 1 et 2

Porteurs : *2 poteaux BA de section 17x17 cm²*

ou

2 poteaux BA de section ∅19 cm

ou

2 poteaux HE.A ou HE.B 100

Dalle portée *de 11 cm d'épaisseur sur poutre :*

. Poutre BA de 30x87 cm²

Ou

. Poutre HE.A 1000

Ou

.Poutre HE.B 900

(b) Solutions n° 1 et 2 pour les porteurs et les planchers

Solution n° 3

. Mêmes porteurs qu'en solutions n° 1 et 2

\+

. Dalle pleine BA en 28 cm d'épaisseur

Solution n° 4

. Mêmes porteurs qu'en solutions n° 1 et 2

\+

. Dalle pleine en BA de section trapézoïdale de hauteur médiane de 26 cm et d'épaisseur aux extrémités de 11 cm.

(c) Solutions n° 3 et 4 pour les porteurs et les planchers



(d)



(e)

triangulaire, aura une épaisseur de 26 cm au centre et 10 cm aux extrémités. Bien entendu, ces solutions par dalle portante permettent de gagner de la hauteur habitable. Les figures 2.17d et e en montrent une application devenue courante.

2.2.2.2 Conception élémentaire des poteaux et des liaisons aux planchers

Le choix constructif des planchers étant retenu, se pose maintenant celui des liaisons des dalles avec les porteurs, qu'il s'agisse de poteaux ou de murs.

Ou bien les portiques seront sur le mode encastré en tête, ou bien sur le mode de l'encastrement en pied (Fig. 2.18). Si le terrain est peu porteur, le choix sera dicté par celui des fondations profondes et les portiques seront encastrés en pied. En revanche, si le projet n'est pas très élevé et d'architecture régulière (aux sens géométrique et mécanique du terme), il pourra être préféré un jeu de portiques encastrés en tête. Les liaisons des planchers aux porteurs seront alors dépendantes de la technologie propre à chaque matériau, ce que les figures 2.19, 2.20 et 2.21 illustrent de façon élémentaire, avec un plancher haut encastré et les planchers intermédiaires en appuis articulés, ce qui est le cas le plus fréquent.

Liaisons des poteaux et des planchers
Gestion des raideurs

Le bâtiment est constitué de portiques dont les porteurs sont articulés en pied et où le dernier plancher est encastré au sommet des porteurs.

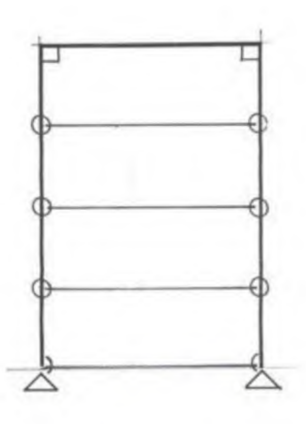
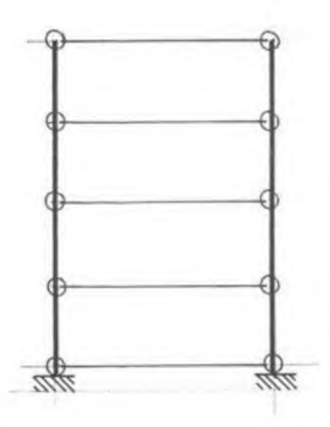


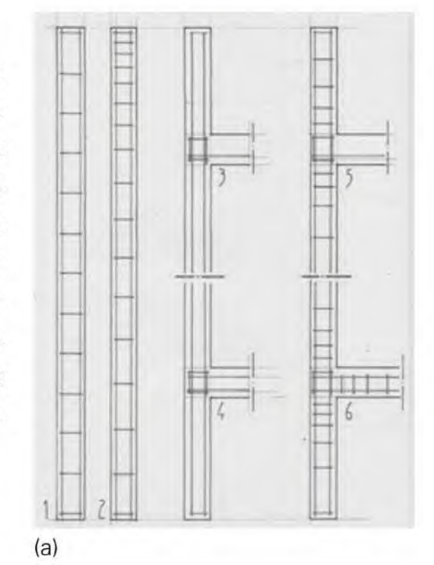
Figure 2.18 Modélisation des deux systèmes de liaisons.

Le bâtiment est constitué de portiques dont les porteurs sont encastrés en pied et où le dernier plancher est articulé au sommet des porteurs.



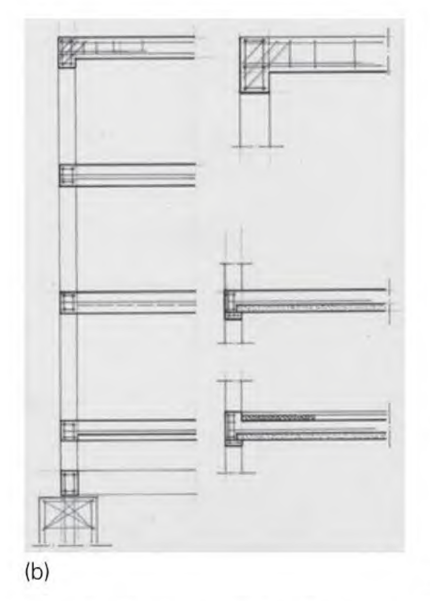
2.2.2.2.1 Cas du béton (Fig. 2.19)

La figure 2.19a schématise la continuité des poteaux sur la hauteur de l'immeuble : sur le croquis 1, le porteur est fretté de façon uniforme, ce qui optimise sa souplesse alors que, sur le 2, le frettage se resserre avec l'altitude de façon à diminuer son amplitude oscillatoire. Les croquis 3 et 4 montrent l'interdépendance des armatures du plancher avec celles des porteurs en mode articulé et la création d'une ceinture faisant poutre au vent. Quant aux croquis 5 et 6, ils montrent un renforcement des liaisons du plancher (à une ou deux nappes) avec les porteurs dont le frettage se densifie à l'approche du nœud de liaison. Les figures 2.19b à d schématisent les différentes traductions techniques selon les six hypothèses de liaisons évoquées sur la figure 2.19a.

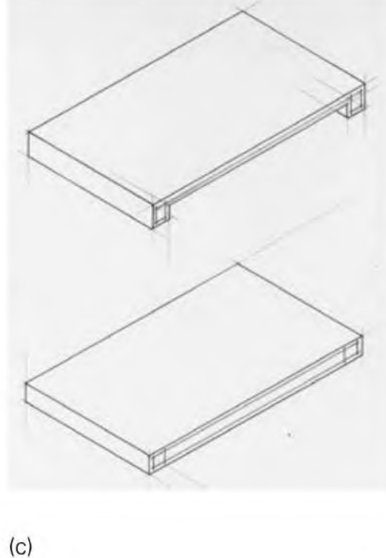


(a)

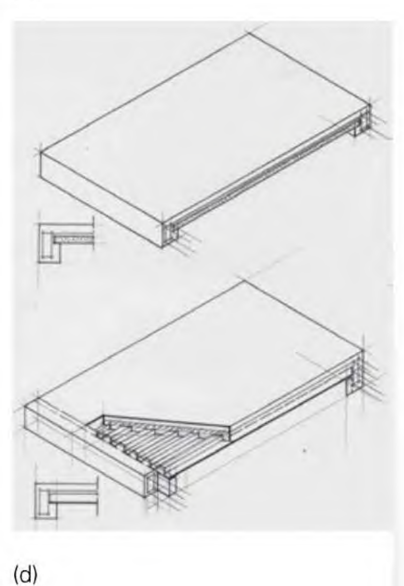
Figure 2.19 Cas du béton armé.



(b)



(c)



(d)

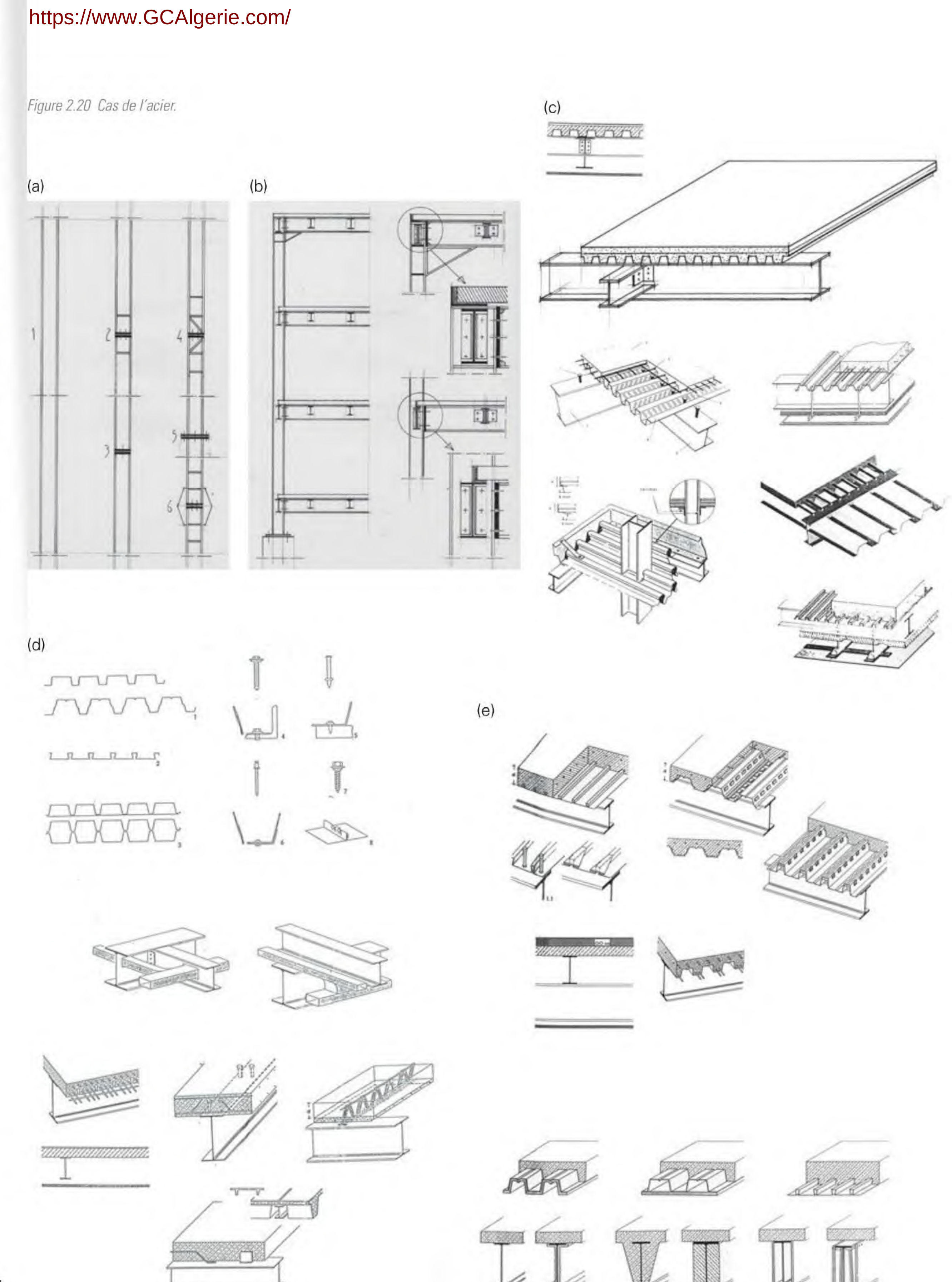
2.2.2.2.2 Cas de l'acier (Fig. 2.20)

Comme précédemment dans le cas de porteurs en béton, le croquis 1 de la figure 2.20a n'est pas équipé de renfort, ce qui lui confère un maximum de souplesse. Le dessin 3 montre une continuité d'assemblages souples alors que le 2 raidit la liaison verticale par l'adjonction de platines de renforcement. Cet assemblage définit une fonction de poteau court. Les croquis 4, 5 et 6 amplifient la recherche de continuité entre les tronçons de poteaux pour leur assurer le rôle de poteaux longs. Les figures 2.20b à e montrent quelques traductions des six hypothèses formulées sur la figure 2.20a.

2.2.2.2.3 Cas du bois (Fig. 2.21)

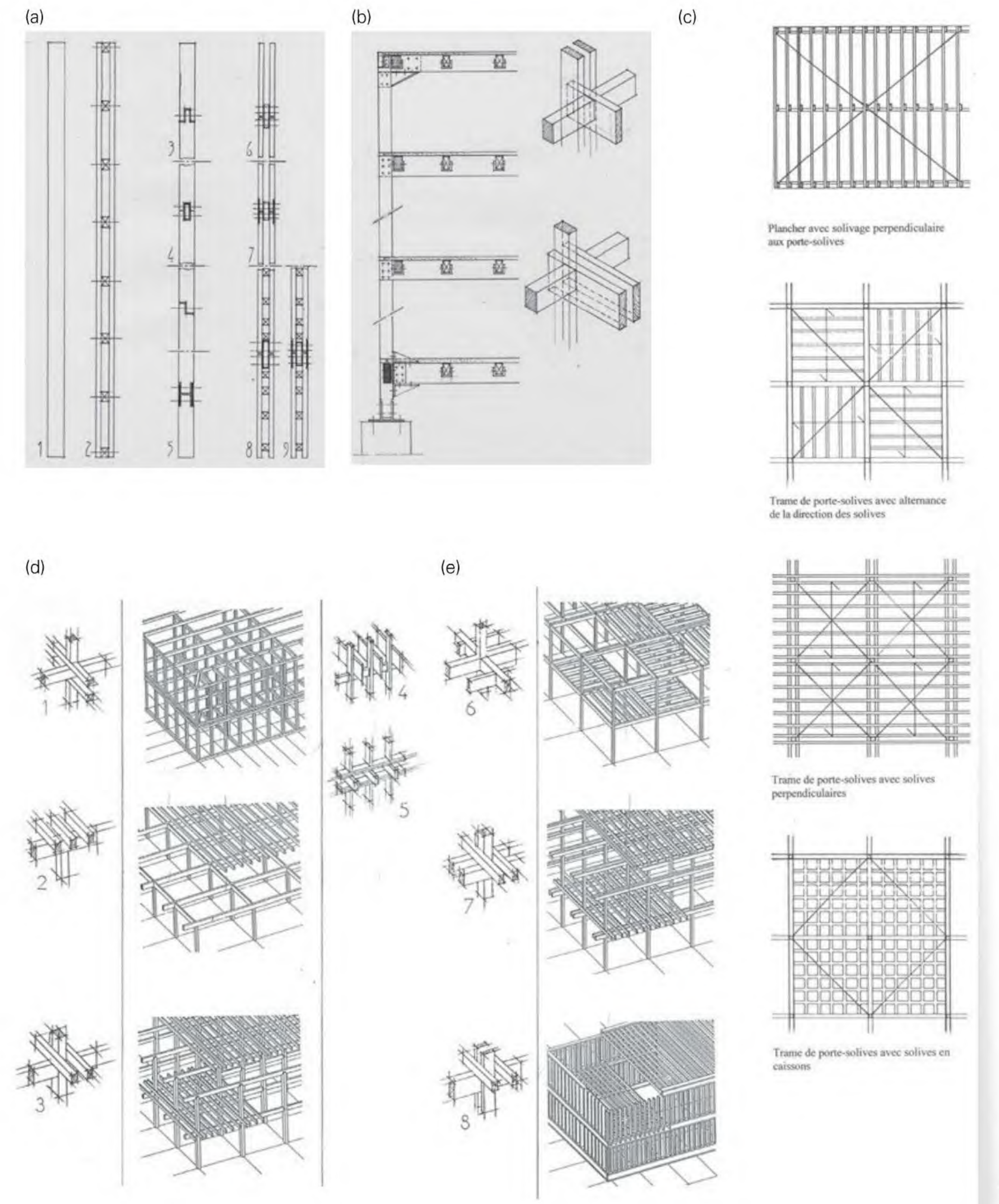
Le bois en œuvre ou en système composite (lamellé-collé, contreplaqué) a également sa propre technologie selon qu'il est voulu en

Figure 2.20 Cas de l'acier.



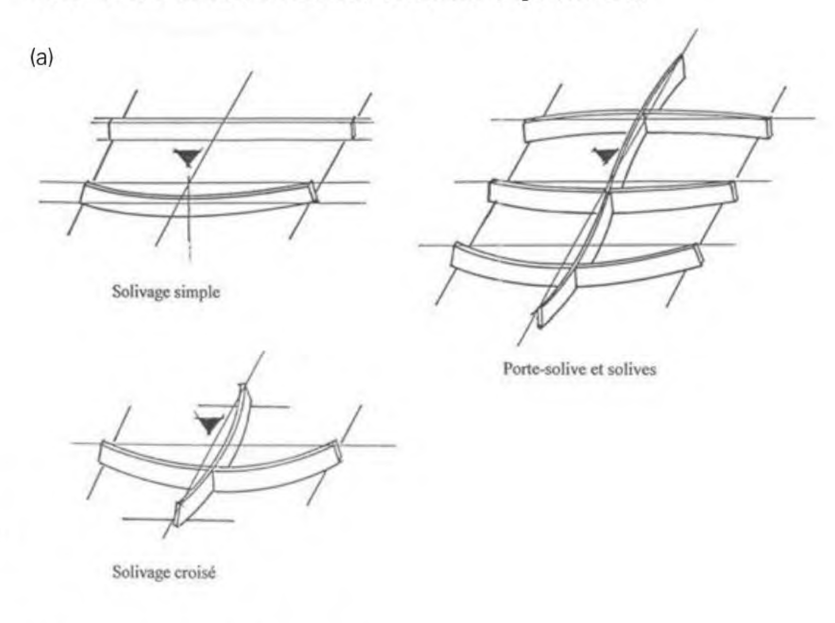
poteau court (Fig. 2.21a, croquis 1 à 5) ou en poteau long (croquis 6 à 8). Les figures 2.21b à e montrent quelques solutions aux neuf hypothèses déclinées sur la figure 2.21a.

Figure 2.21 Cas du bois.
(D'après *Construire en bois*, K.H. Götz, D. Hoor, K. Möhler & J. Natterer, Le Moniteur, 1983.)



2.2.2.2.4 Comportement élémentaire des planchers

Quant aux planchers, ils sont conçus pour que la flèche prise en leur centre soit unique quelles que soient les portées (Fig. 2.22a/b). Il s'agit donc d'en gérer la raideur, ce qui fait appel à la géométrie de leur structure comme au calcul de leur inertie, à élasticité constante (Fig. 2.22c à f).



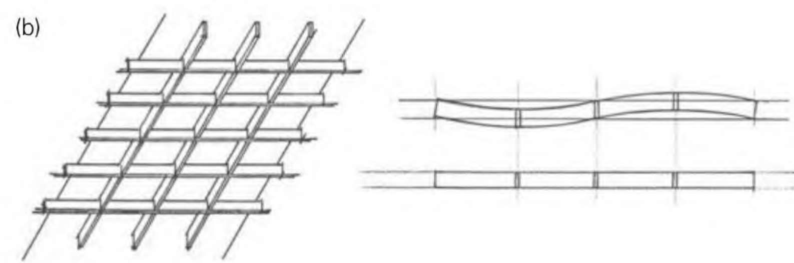


Figure 2.22 Déformations d'un plancher sous charges verticales : trois cas progressifs se présentent quel que soit le matériau du plancher (a). Celui-ci n'est constitué que de poutrelles ou de solives parallèles dans la direction de la plus courte portée ; sous charge verticale, celles-ci accusent une simple flexion. Que la portée augmente et il sera recouru à un porte-solive ; la liaison des poutrelles ou des solives avec le porte-solive crée un nœud raidisseur. Dans ce cas, sous charge verticale, les solives accusent des flexions non uniformes et pouvant être inversées tandis que le porte-solive se met en sinusoïde aussi bien verticalement que horizontalement. Ce phénomène est très perceptible lors d'un tremblement de terre quand les planchers sont sous-dimensionnés : ils vibrent. Le troisième cas se rencontre lorsque les poutrelles ou les solives se croisent. Si elles sont articulées à leurs extrémités, elles ont la même portée et la même section, et elles accusent la même flèche de flexion. Si l'une d'elles est plus longue à section identique à celle de l'autre, sa flexion demandera à être plus importante mais, comme elle est liée avec l'autre, cette dernière lui servira de raidisseur et assurera la quasi-totalité de la charge. C'est souvent le cas des planchers à caissons dits « à la française », ce qui induit une déformation sensible dans le sens de la dimension la plus grande comme l'indique l'image (b).

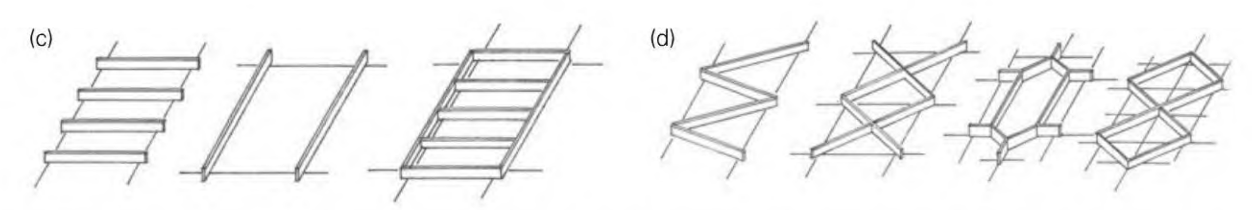


Figure 2.22 (suite) Du système orthogonal au système réticulé en 2D : l'image (c) montre le cas fréquent de solives reposant sur des porte-solives de rive (souvent appelés « ramasse-solives »). Géométriquement, la structure statique est complète, les deux porte-solives et les solives d'extrémités faisant ceinture et le plateau du plancher, solives intermédiaires incluses, servant de plateau tramé. Si ce plancher est en béton armé, d'épaisseur uniforme, c'est le béton qui du point de vue dynamique joue le rôle de contreventement horizontal. S'il est en planches de bois rainurées et bouvetées, traditionnellement ce sont les planches ainsi assemblées qui servent de contreventement (voir Les structures-poids, *chapitre 5). En revanche, s'il est en panneaux de bois dont le jeu de rainures et de bouvetages ne sert qu'à la mise en place, ce sont les vis qui vont remplir ce rôle avec l'ovalisation inévitable à terme. En métal, ce sont les peignes qui assureront le contreventement de la structure.*
Une autre solution aujourd'hui de plus en plus répandue, surtout pour les portées de planchers relativement importantes (6 m et plus), est la mise en scène d'une triangulation plane. La porte s'est ouverte à la réticulation (voir Les structures de hautes performances, *chapitre 2). L'image (d) montre quelques solutions, schémas non limitatifs. Il ne s'agit plus de rapporter un contreventement entre les porte-solives mais de remplacer les poutres, les solives et les porte-solives, traditionnellement ordonnancés orthogonalement, par des solives ou des poutrelles de triangulation, ce qui est un tout autre dessin d'architecture.*

Les traits passant sous les croquis de toutes les images de la figure 2.22 symbolisent l'emplacement et la direction des portiques, et en l'occurrence la position des poteaux porteurs. La poutre du portique est le plancher lui-même, les poteaux se trouvant au droit des intersections de la trame.

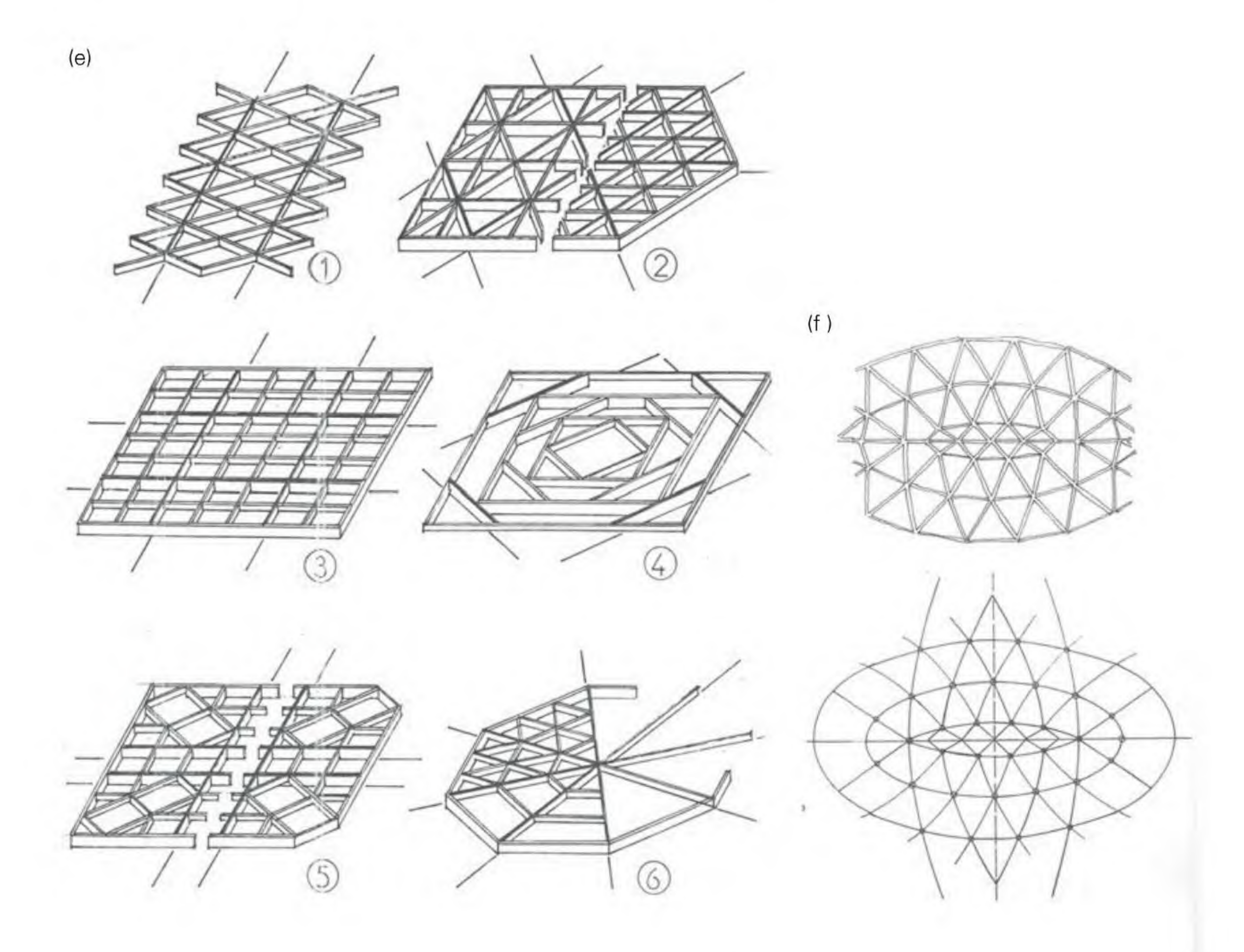


Figure 2.22 (suite) Traductions architecturales possibles d'un plancher en mode réticulé. Dans la logique de ce qui a été amené précédemment, les six croquis de la figure (e) donnés pour exemple ont tous deux points communs. Le plan du plancher-poutre est réticulé. Certaines poutrelles ou certains porte-solives du plancher lui-même sont choisis et dimensionnés pour être posés sur les poteaux (en traits soutenus sur les croquis). Cet appui est évidemment encastré si les poteaux sont articulés en pied, ou articulés si ceux-ci sont encastrés en pied, ce dans les cas les plus fréquents. Rappelons que la philosophie de ces liaisons est exposée dans le chapitre précédent. De plus, la trame réticulée permet des porte-à-faux.
La question peut se poser à propos du croquis n° 3 qui ne mentionne pas de triangulation géométrique contrairement aux autres. C'est le cas des planchers à caissons déjà cités. Il s'agit bien d'un système réticulé ; son indéformabilité est assurée par deux modes d'exécution : l'un est la liaison encastrée des poutrelles entre elles et l'autre est la rigidité du plateau, ceci imposant son encastrement au niveau de l'extrados de la poutraison. Cette disposition est fréquente avec les planchers en béton armé, plus difficile à réaliser avec le métal ou le bois. Dans tous les autres cas, les liaisons des poutrelles entre elles sont articulées.
Tous les dessins de la figure 2.22e sont à la suite de ceux des images précédentes : ils se tracent au té et à l'équerre. Ce n'est pas une exclusivité et la trame peut parfaitement être composée toujours sur le mode réticulé, à partir de courbes. Toutefois, ces courbes n'ont pas un profil aléatoire mais doivent pouvoir se dessiner à partir de leurs équations. L'architecture de pierre et de brique qui a inventé les voûtes les a nervurées à l'aide d'un compas, et un compas sait tracer des cercles. Il a permis de construire les dômes, les voûtes d'arêtes, les voûtes en arcs de cloître, les ogives, les surbaissés ou encore les triangles sphériques (voir Les structures de hautes performances, *chapitre 1). À partir d'un ou de deux piquets et une corde non extensible, il est possible de tracer les courbes et les plans coniques. Ellipse, parabole ou hyperbole se dessinent aujourd'hui à partir de leurs équations (voir* Risque sismique et patrimoine bâti, *chapitre 1), ce qui permet de réaliser le plancher ou la voûte de la figure 2.22f à partir de deux axes orthonormés de référence. Ce plancher est une poutre de portique dont les liaisons aux porteurs vont se trouver à l'intersection des ellipses et des paraboles, de façon symétrique par rapport au centre des axes qui est le barycentre des masses. Il en faudra donc 2, 4, 6 ou plus en chiffres pairs, simulation qui prendra en compte les sections des barres en fonction des portées.*

2.3 CONCEPTION DES PLANCHERS, DES PORTEURS ET DE LEURS LIAISONS

2.3.1 LES PLANCHERS

2.3.1.1 Plancher béton armé à structure unidirectionnelle

Il s'agit des planchers constitués de solives portant de mur à mur ou de poutre à poutre (ou en mixte). Ces solives sont reliées entre elles par un coffrage non récupérable lui-même recouvert d'une dalle de béton armé. L'histoire des planchers étant développée dans le chapitre 5 du livre *Les structures-poids*, il en est extrait deux types qui peuvent être adaptés aux portiques de poteaux et de planchers. L'un, le plus ancien, est une sarrasine, avec des poutrelles métalliques (pouvant être en béton) porteuses de voûtains en brique sur lesquels est coulée une dalle de béton armé (Fig. 2.23a/b). Le deuxième type est celui des poutrelles-hourdis également recouverts d'une dalle de compression en béton armé (Fig. 2.23c).

Le coffrage de voûtains ou de hourdis fait corps avec la dalle mais ne participe en rien à sa résistance. D'ailleurs, les hourdis sont indifféremment en brique filetée, en béton vibré, en polystyrène extrudé ou en plastique moulé. Il ne faut pas assimiler les deux conceptions. S'il s'agit d'un simple plancher, l'épaisseur de la dalle sera réduite aux contraintes d'une flexion simple qui, du reste, sera en grande partie prise en charge par les poutrelles. Son rôle est celui d'une *chape de compression*. En revanche, s'il s'agit d'une poutre plate, son épaisseur sera celle d'une dalle en béton armé travaillant dans les deux directions de son plan. Les poutrelles ont évidemment leur utilité, mais celle-ci reste plus limitée au profit du travail propre de la dalle.

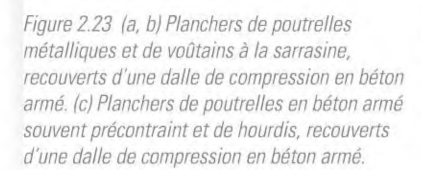


Figure 2.23 (a, b) Planchers de poutrelles métalliques et de voûtains à la sarrasine, recouverts d'une dalle de compression en béton armé. (c) Planchers de poutrelles en béton armé souvent précontraint et de hourdis, recouverts d'une dalle de compression en béton armé.

(a)



(b)



(c)



2.3.1.2 Plancher béton armé coffré à structure bidirectionnelle

Ces planchers en béton armé ont des armatures orthogonales dont les sections et la densité varient suivant l'importance des portées de façon à ce qu'il y ait au centre de la dalle une flèche unique. Rappelons que des barres posées en biais renforcent souvent la stabilité en plan en assurant un contreventement supplémentaire comme pour un plancher courant. Les planchers sont coulés sur un coffrage en planches, en panneaux hydrofugés ou en plaques métalliques qui seront ensuite démontés et réemployés une fois assuré le séchage du béton (21 jours), à moins que le béton ne soit coulé sur des prédalles ou des coffrages collaborants. Sont intégrées dans l'épaisseur de la dalle de béton des poutres raidisseuses, sachant que le calcul peut exiger qu'elles soient plus épaisses que la dalle et forment un relief en sous-face (ou en surface). L'ensemble forme une poutre plate qui solidarise un niveau d'étage, au risque de provoquer des dégâts en chaîne en cas d'accident comme en témoignent les traces de bombardement sur des immeubles aux fonctions stratégiques à Bucarest (Fig. 2.24a/b). Du point de vue esthétique, la sous-face aura l'aspect laissé par le coffrage, pouvant être lisse (Fig. 2.24c), laisser les traces des planches (ce qui était à la mode dans les années 1960) ou être marqué de dessins divers et voulus. Les réservations pour les trémies, l'encastrement des luminaires ou autres éléments du second œuvre sont préalablement mis en place directement sur le coffrage avant pose des armatures et coulage du béton, à l'aide de cadres en bois, en PVC ou en panneaux de polystyrène.

Une dernière image (Fig. 2.24d) montre qu'il est possible d'interposer entre le coffrage et la dalle de béton armé, bien entendu avant coulage, un matelas isolant, technique souvent retenue pour les chaufferies, certains locaux techniques sous les immeubles, sous les toitures de bâtiments industriels lourds ou pour les dalles de couvertures des parkings sous bâtiments.

Figure 2.24

(a) *Bucarest (Roumanie)*



(b) *Bucarest*



(c) (Photo M. Landowski)



(d) (Photo M. Landowski)



2.3.1.3 Plancher béton armé sur prédalle béton

La prédalle béton, dont l'épaisseur varie de 5 cm en emploi courant à 10 cm et parfois plus, sert de coffrage mais fait aussi partie de la résistance de la dalle qui est coulée par-dessus, contrairement aux types rappelés précédemment (Fig. 2.25a à d). La pose des prédalles ne nécessite pas d'appuis très larges sur les murs ou sur les poutres : en effet, l'ensemble prédalle + dalle béton forme un tout et se comporte comme une poutre à plat une fois la prise faite. Les armatures posées directement sur l'extrados de la prédalle sont disposées comme pour une dalle coulée, avec ceinture, trame orthogonale à une ou deux, voire trois nappes, poutres raidisseuses et barres de contreventement. Le béton est ensuite coulé et damé sur la prédalle, enrobant ses armatures. Le collage du béton sur l'extrados de la prédalle est favorisé par la rugosité du surfaçage (Fig. 2.25e/f).

Pour les ouvrages importants comme les dalles viaires ou les tabliers de ponts, les planchers peuvent être mis en précontrainte sur site. En sous-face l'aspect lisse permet une livraison propre, seuls les joints entre prédalles nécessitant un traitement de finition soit en les soulignant en ponçant les coulures, soit en les colmatant.

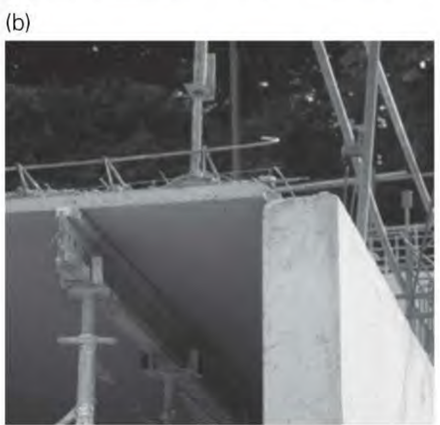
Figure 2.25 Dalle béton armé sur prédalle.
(Photos M. Landowski)



(a)



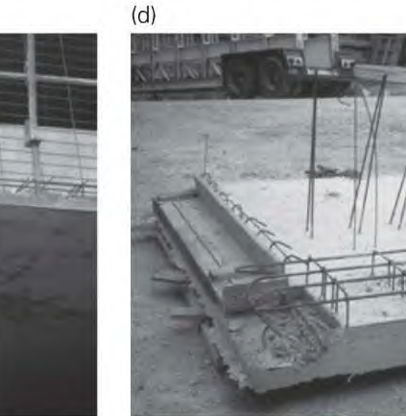
(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



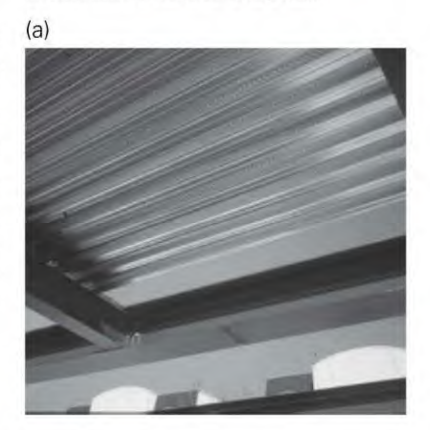
2.3.1.4 Plancher béton armé sur bacs acier collaborants

La prédalle peut être remplacée par un bac en acier nervuré galvanisé, dont l'épaisseur est de 10/10 de millimètre et plus selon les portées, et dont la profondeur des nervures est d'au moins 50 mm, chaque fabrication industrielle ayant ses propres brevets. Pour les ouvrages d'art, des bacs analogues en acier Corten sont mis en œuvre, avec des épaisseurs d'acier et des profondeurs de nervures nettement plus importantes.

Les bacs sont posés sur les poutres de support qui peuvent être à âme pleine (Fig. 2.26a) ou évidée pour permettre le passage des fluides sans trop sur-épaissir le *plénum* (Fig. 2.26b/c). Pour limiter la place perdue, des cornières de support sont utilisées, leurs liaisons étant prises dans les âmes de la structure principale (Fig. 2.26d). En périmètre, un coffrage métallique vertical est fixé aux bacs afin d'arrêter proprement le coulage du béton (Fig. 2.26e). Au niveau des poteaux, des réservations sont découpées (Fig. 2.26f). L'attache des *costières* de coffrage se fait avec des équerres également en tôle galvanisée qu'il y a lieu d'ajuster sur place.

Figure 2.26 Préparation du coffrage d'une dalle qui sera coulée sur un plancher collaborant en bacs acier. (Photos M. Landowski)

(a)



(b) (c) (d) (e) (f)



Figure 2.27 Détails de mise en œuvre des bacs acier collaborants. (Photos M. Landowski)

(a)



(b)



(c)



(d)



Pour éviter la mise en flexion lors du coulage du béton ou tout simplement que les plaques métalliques ne glissent sur leurs appuis, sous la pression d'amenée du béton souvent réalisée au canon, les bacs sont attachés à la structure portante à l'aide de peignes qui sont des ergots soudés en usine sur l'extrados des poutres (Fig. 2.27a/b). C'est aussi à ces peignes que seront accrochées les armatures des poutres intégrées assurant un renforcement au droit des points durs, c'est-à-dire un comportement homogène à l'ensemble du dallage d'un niveau, ce qui limite de plus les risques de fissures (Fig. 2.27c/d).

Enfin, les bacs acier ne sont pas seulement des « coffrages perdus ». Ils font partie de la résistance à la flexion de la dalle et leur métal est intégré au calcul des armatures. Pour cette raison, leur surface en contact avec le béton est striée, permettant une meilleure adhérence. Ils sont la première nappe d'armature. De ce fait, la deuxième nappe doit en être éloignée d'au moins 3 à 5 cm, ce qui se réalise en posant les armatures sur des *écarteurs* (Fig. 2.28a).

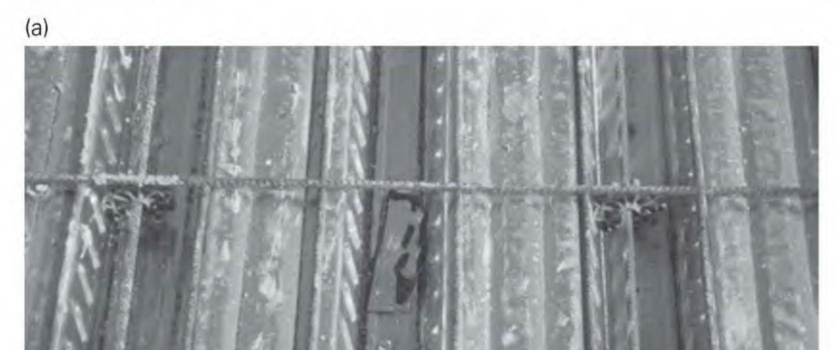
Lorsque le plancher est constitué d'une dalle coffrée et coulée, il est toujours possible de modifier sa planimétrie. La différence de niveau entre l'intérieur d'un local et une terrasse ou un balcon extérieur doit être de 15 cm. L'utilisation de bacs acier, comme du reste de prédalles, impose une attention spécifique, la poutre de support ne pouvant être découpée sans risquer son affaiblissement. La figure 2.28b montre un exemple de solution. Quant à l'isolation thermique, elle sera installée sous la dalle, de façon mécanique en l'interposant entre le faux plafond et le coffrage, la technique d'interposition présentée avec les dalles coulées sur coffrage démontable ne pouvant être retenue sinon le rôle de première armature de la dalle béton ne pourrait s'accomplir (Fig. 2.28c). Évidemment, la solution du plancher flottant reste toujours valable au cas où l'intrados du bac acier devrait rester apparent.

Dans tout immeuble, il y a lieu de prévoir les réservations des passages des fluides, ce qui se fait souvent à l'intérieur de gaines qui se superposent niveau par niveau. La découpe prévisionnelle du coffrage étant délicate, il est préféré de la réaliser avant coulage du béton. Cependant, les réservations sont mises en place dans l'épaisseur de la future dalle de béton soit à l'aide de coffrages en bois ou en métal, mais le plus souvent avec des panneaux de polystyrène découpés aux cotes et collés sur l'extrados du coffrage (Fig. 2.28d).

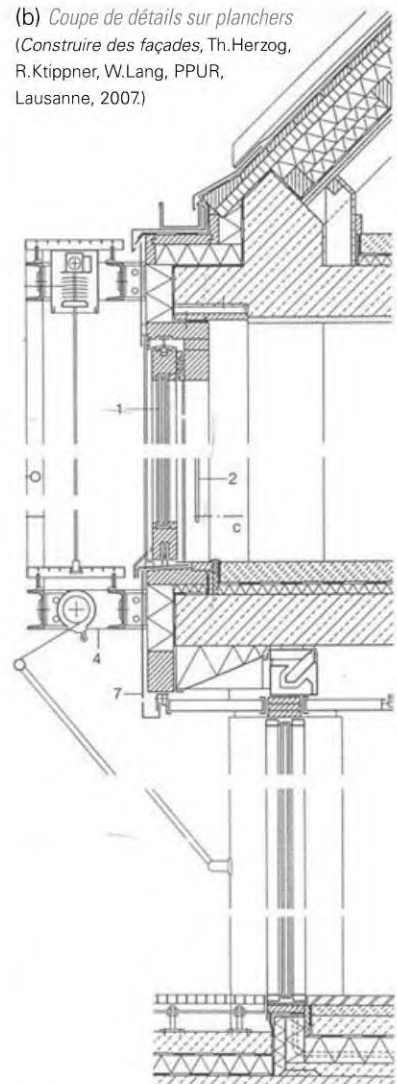
Plus encore que pour les types de planchers déjà présentés, la sécurité des ouvriers est de rigueur (Fig. 2.28e), sachant que marcher sur un bac acier est dangereux, que les costières de coffrages sont coupantes et qu'il existe des réservations, c'est-à-dire des vides en attente pour les liaisons d'un niveau à l'autre.

Figure 2.28 Détails de mise en œuvre d'une dalle béton armé sur bac acier collaborant.
(Photos M. Landowski)

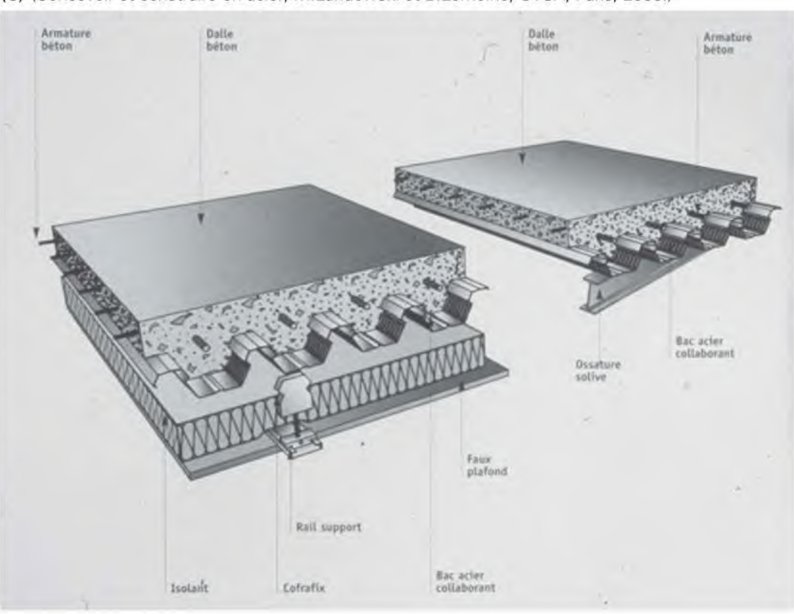
(a)



(b) *Coupe de détails sur planchers*
(*Construire des façades*, Th.Herzog, R.Ktippner, W.Lang, PPUR, Lausanne, 2007.)



(c) (*Concevoir et construire en acier*, M.Landowski et B.Lemoine, OTUA, Paris, 2005.)



(d)



(e)



2.3.2 LES POTEAUX

2.3.2.1 Poteaux courts et liaisons aux planchers

Rappelons qu'un poteau court est un porteur dont la linéarité est interrompue à chaque niveau de plancher ou de ceinture. Dans les régions où les édifices sont soumis à des pressions latérales importantes (tempêtes, cyclones et tremblements de terre), le recours aux poteaux courts fragilise les constructions en réduisant la souplesse des structures et en créant des points de cisaillement à chaque liaison.

La mise en œuvre de ces poteaux était cependant systématique jusqu'à ce que les observations faites à la suite des tremblements de terre attirent l'attention des concepteurs sur la vulnérabilité de leurs ouvrages (Fig. 2.29a). Ce risque était de plus accentué par le souci esthétique de réduire la section des porteurs au minimum, c'est-à-dire en ne prenant en compte que les descentes de charges verticales, occultant ainsi les effets des sollicitations dynamiques horizontales (Fig. 2.29b).

Se pose bien entendu le problème des raidisseurs des murs pignons avec un remplissage en brique ou en agglomérés de béton. Cette technique constructive encore très répandue élimine les potentialités de souplesse des pignons tandis que celles-ci sont exploitées au mieux par les porteurs intérieurs, surtout s'il s'agit de porteurs longs. Le risque est double : déchirure des liaisons des planchers au niveau des pignons attendu qu'ils suivent les oscillations des porteurs intermédiaires, plus amples que celles des pignons beaucoup plus rigides ; éclatement des remplissages par la mise en X des porteurs courts qui, brimés en pied et en tête, ne peuvent dissiper que par implosion l'énergie reçue (Fig. 2.29c/d).

Figure 2.29

(a) *Ica (Pérou)*



(b) *Thessalonique (Grèce)*



(c) *Estoril (Portugal)*



(d) *Estoril*



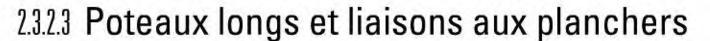
2.3.2.2 Les dalles portantes

Lorsqu'un terrain a une faible portance, les fondations se font par pieux afin de rechercher soit un support suffisant, soit les actions des frottements latéraux et les effets de serrage. Deux écoles coexistent. L'une, plus développée de l'Europe à l'Asie, consiste à prolonger les pieux en superstructure pour en faire des porteurs longs. L'autre, davantage pratiquée sur le continent américain, préfère utiliser les fondations profondes pour porter une dalle sur laquelle seront posées d'autres structures en partie indépendantes de la prolongation des fondations.

Cette seconde option constructive pose le problème du comportement de la superstructure (au-dessus de la dalle) notamment lors des tremblements de terre ; elle n'est pas sans rappeler ce qui a été évoqué précédemment à propos des rez-de-chaussée en maçonnerie voûtée porteurs d'une superstructure en colombage. En effet, la dalle d'assise prend pratiquement l'accélération du sol, ce qui n'est pas le cas de la superstructure. Si la partie émergente des fondations profondes devient importante, elle se comporte comme un système en poteaux courts dont certains ponts américains de Californie témoignent de la vulnérabilité aux pressions horizontales. La Cité radieuse de Le Corbusier à Marseille a adopté ce choix constructif. Plus récemment, un important immeuble bancaire a été réalisé sur ce principe à proximité de la ville d'Amsterdam (Fig. 2.30).



Figure 2.30 Système en dalles portantes.



2.3.2.3 Poteaux longs et liaisons aux planchers

Ininterrompu sur toute la hauteur de l'immeuble, un poteau long exploite au mieux l'élasticité de la matière et les oscillations sont bridées en tête par encastrement. Pour les ouvrages les plus élevés, les liaisons aux planchers brident les oscillations et transforment la déformation générale en sinusoïde (amortie). Les poteaux longs, dont le principe est aujourd'hui largement généralisé dans les constructions récentes, permettent des lectures architecturales souvent remarquables.

Seul, un poteau long est bien entendu encastré en pied (Fig. 2.31). En composition avec d'autres, et du moins pour des édifices qui n'entrent pas dans la catégorie des IGH (immeuble de grande hauteur), les poteaux longs sont généralement articulés en pieds et encastrés au sommet.

Comme déjà souligné, chaque matériau a ses propres technologies d'assemblage et ses techniques de mise en œuvre pour permettre la continuité du porteur sur toute la hauteur de l'immeuble, condition essentielle pour en exploiter au mieux l'élasticité. Du fait de l'enrobage des aciers et des technologies de coffrages mises en œuvre par les entreprises, il est difficile au premier abord de savoir si un édifice est conçu avec un système en poteaux longs. C'est moins le cas pour le métal ou le bois dont les liaisons sont généralement lisibles (à moins que les protections contre l'incendie ne



(a) *Amsterdam*



(b) (*Architecture gothique*, L.Grodecki, Berger-Levrault, Paris 1979.)

Figure 2.31

les dissimulent). Lors du chantier, les poteaux sont édifiés bien au-dessus des planchers, laissant en attente des longueurs d'armatures sur un niveau au moins et souvent plus lorsque l'immeuble est élevé. En acier comme en bois, les porteurs sont également installés sur de grandes hauteurs et haubanés en attendant que les structures des planchers ne viennent s'appuyer sur leurs flancs (Fig. 2.32).

Figure 2.32 Les poteaux longs.



Plus que les poteaux courts dont la section est relativement massive, les poteaux longs ont en charge la gestion des raideurs. Celle-ci passe par l'inertie qui amène à rechercher une section offrant davantage de rigidité dans le sens le plus étroit du bâtiment (inertie structurelle la plus faible) et davantage de souplesse dans l'autre direction, ce afin que l'ensemble du fonctionnement réactif des porteurs aux sollicitations dynamiques horizontales soit homogène (Fig. 2.33a à c). Ces poteaux peuvent offrir une inertie transversale très importante et devenir des voiles, ce qui est une technique coutumière dans les immeubles de logements dits « traversants » (Fig. 2.33d).

Rappelons enfin que la verticalité d'un poteau long ne saurait être interrompue, pas plus qu'un dessin voulu esthétique ne met en difficulté son comportement élastique (Fig. 2.33e), et qu'il faut éviter la cohabitation des poteaux longs et des poteaux courts (Fig. 2.33f).



Figure 2.33 Quelques règles de mise en œuvre des poteaux longs : (a à c) orienter le profil de plus grande inertie des porteurs principaux dans la direction de la plus faible inertie de l'édifice ; (d à f) ne pas interrompre la linéarité des porteurs sur toute la hauteur de l'édifice. L'image (f) montre que l'apport de poteaux courts en parallèle de poteaux longs est préjudiciable à la gestion des raideurs et peut provoquer des cisaillements dans la dalle reliant les deux types de porteurs.

2.3.2.4 Liaisons amorties

Certains planchers, comme c'est le cas pour la plupart des ponts, doivent dissiper une grande partie de l'énergie qu'ils reçoivent avant de la transmettre aux poteaux ou aux murs porteurs. Dans un immeuble habituel, les liaisons articulées sont une technique appropriée. Dans les ouvrages d'art, il est nécessaire d'intégrer des amortisseurs à base de ressorts en spires ou de matière souple tels que les caoutchoucs (Fig. 2.34a). Cette technique commence à être entendue pour mettre en protection des immeubles récents et le deviendra certainement plus encore pour construire des immeubles nouveaux en zone à risques de tempêtes et de séismes (Fig. 2.34b).

(a)



(b)



Figure 2.34 Interposition d'amortisseurs entre les tabliers des ponts, ou la base des immeubles de conception articulée à la base, et les porteurs pour les ouvrages d'art ou les fondations pour les bâtiments.

2.4 STABILITÉ DES OUVRAGES

Pour rendre stable un édifice, deux exigences sont à satisfaire (rappel du chapitre 1) :

– du point de vue statique, l'adéquation des sections des fondations, des porteurs, des poutres et des planchers avec les charges verticales cumulées des poids propres, des surcharges d'occupation et d'exploitation, et des surcharges climatiques et environnementales ;

– du point de vue dynamique, la gestion des raideurs en fonction des pressions horizontales provenant des mouvements internes à l'édifice, des vents violents et des tremblements de terre, ce qui passe en partie par l'adéquation des contreventements ou, mieux, de la triangulation.

Chaque système de structure a ses propres contraintes. Dans le cas des portiques avec porteurs et planchers, la parenté avec les portiques de porteurs et de poutres est proche mais doit intégrer quelques dispositions spécifiques. Trois domaines les concernent :

– les édifices anciens et le traitement constructif et architectural ;

– les édifices récents et contemporains et le traitement constructif et architectural ;

– les réponses architecturales.

2.4.1 ÉDIFICES ANCIENS ET TRAITEMENT CONSTRUCTIF ET ARCHITECTURAL

Les édifices anciens sont équipés des types de planchers suivants.

2.4.1.1 Planchers indépendants

– Les planchers bois de solives ou de solives et de porte-solives : la liaison aux murs ou aux poutres de structure se fait par des appuis articulés, ceux-ci pouvant être parfois renforcés par une console ou une jambe de force.

– Les planchers en poutrelles bois ou fer avec voûtains et chape de compression au mortier de chaux : ils peuvent recevoir un habillage en carrelage ou en dalles. La liaison aux murs de structure ou aux poutres est aussi de type articulé, même lorsque les chevêtres ont été boulonnés dans l'épaisseur des murs maçonnés de support.

Ces planchers sont souples et ne supportent généralement que des surcharges en deçà des normes actuelles. Un plancher bois ancien ne peut recevoir guère plus de 60–70 kg/m^2 de surcharge. Ils ne participent pas ou pratiquement pas à la rigidité de l'ensemble de l'édifice, sauf dans le cas des structures en colombage. Ce rôle est entièrement dévolu aux murs et aux piliers ou aux colonnes. La stabilité horizontale est donc assurée par

le poids des murs (structure-poids) et par la massivité de leurs liaisons, les planchers n'assurant pratiquement aucun contreventement horizontal. Qui plus est, leur pénétration dans les murs y génère des lits de faiblesse.

Il n'existe aucune relation entre la définition des planchers en bois, souples, cités précédemment, et celle de la plupart des planchers des entrepôts anciens dont la conception est plus proche de la technique des échafaudages indépendants de la structure.

2.4.1.2 Planchers solidaires

- Les planchers de maçonnerie de mortier de chaux, sur voûtes à profil surbaissé de pierre ou de brique, sous réserve de ne pas trop pousser horizontalement sur les murs au niveau des reins, calent leurs porteurs et assurent le contreventement horizontal des édifices qui les reçoivent. Cette technique a permis de limiter le rôle des murs à la stabilité verticale et donc d'y faire des percements plus amples que ne le permettaient les planchers « indépendants ».
- Les planchers de solives et de porte-solives en bois associés aux ossatures en colombage ou en portiques, largement pratiqués en Asie, ont également assuré le rôle de contreventement horizontal. La résille des poutres parallèles et perpendiculaires recevait parfois un contreventement par adjonction de barres en biais, mais généralement il incombait aux planches du plancher (épaisses parfois d'une trentaine de millimètres et plus) d'assurer cette fonction. Pour cette raison, les incendies étaient toujours dramatiques puisqu'ils détruisaient rapidement la stabilité horizontale des édifices, mettant ainsi en vrille (torsion non élastique) la partie verticale de la structure.

Ces planchers sont de conception très rigide et peuvent recevoir des surcharges importantes. Ils assurent pleinement la fonction de contreventement horizontal dans les deux directions du plan (L*x* et L*y*). De plus, dans les deux cas, leurs liaisons aux porteurs n'en interrompent généralement pas la continuité, n'handicapant pas leur comportement de « poteaux longs ».

2.4.2 ÉDIFICES RÉCENTS ET CONTEMPORAINS ET TRAITEMENT CONSTRUCTIF ET ARCHITECTURAL

Les planchers de solives et de porte-solives en bois, associés à des murs en maçonnerie, se comportent comme des planchers indépendants, et ce d'autant plus que les planches ou les panneaux d'aggloméré ou de contreplaqué portés sont de faible épaisseur (22 à 26 mm). Ces planchers ne se trouvent généralement que dans le cadre de maisons individuelles de dimensions modestes.

2.4.2.1 Planchers indépendants

Ce type de plancher se rencontre essentiellement dans deux cas. L'un est celui des tabliers de ponts récents et contemporains, en béton ou en métal, suspendus ou portés ; les vibrations du trafic sont dissipées par des amortisseurs avant de rencontrer les piles de la structure portante, et cette

indépendance leur enlève toute fonction de contreventement horizontal. L'autre se trouve dans les réhabilitations lourdes de bâtiments anciens. Les planchers contemporains en béton ou en métal, parfois en bois, ont des comportements trop rigides pour les porteurs en maçonnerie, quand il ne s'agit tout simplement que de leur poids. De ce fait, leurs structures portantes sont souvent rapportées intra-muros comme un système d'échafaudages autonomes qui peut les porter ou les suspendre.

2.4.2.2 Planchers solidaires

Ils concernent les constructions neuves récentes et contemporaines, qu'elles soient en béton, en métal ou en bois. Ces planchers sont les contreventements horizontaux, ce qui nécessite une attention particulière dans les percements pour que la rigidité du plateau reste homogène sur toute la surface, ainsi qu'aux liaisons avec les structures portantes. De plus, contreventer, c'est d'abord apporter une importante rigidité et, d'autre part, au niveau du confort il ne saurait y être ressenti des flexions ou des vibrations.

Planchers poutrelles et hourdis avec dalle de compression

Contrairement aux planchers à la sarrasine, le rôle principal stabilisateur est dévolu à la dalle de compression (qui n'est plus une chape) et à ses armatures qui sont liées aux ceintures en béton ou en métal de la structure portante. Ces liaisons ne sont généralement pas un encastrement sauf au niveau des toitures en terrasse ou des toitures en béton armé coulé en pente. Toutefois, elles présentent suffisamment de rigidité pour limiter fortement les libertés des articulations.

Planchers béton de type dalle coffrée coulée sur coffrage perdu (prédalles ou bacs acier) ou sur coffrage glissant (récupérable)

Ces planchers sont monoblocs et leur rigidité est dictée par la flèche centrale autorisée, celle-ci étant unique dans toutes les directions. La ceinture du bâtiment est coulée en même temps que la dalle et est « semi-encastrée » ou « semi-articulée » (vocabulaire au choix) dans la structure portante. Comme précédemment, la liaison aux porteurs présente suffisamment de rigidité pour limiter au mieux les libertés des articulations.

Planchers bois

Il s'agit d'une conception récente où le plancher est constitué de plaques croisées de contreplaqué ou de panneaux assemblés de lamellé-collé, prenant en sandwich une résille de solives également en bois. La ceinture de l'édifice fait partie de ces planchers et elle sert à les assembler aux porteurs selon le mode de liaison défini par la stabilité générale de la structure (encastrement ou articulation).

Planchers secs

Cette expression concerne les planchers posés sur une résille parfois en béton mais généralement en métal ou en bois. La partie marchante réalisée en plaques de métal, de bois ou de verre, ne participe pas au rôle de contreventement horizontal demandé au plancher. Elle flotte sur une structure. Il revient donc à cette structure de solives d'être contreventée à l'aide d'encastrements (équerres raidies ou soudures) entre elles et de barres biaises (contrefiches, croix, etc.) pour assurer sa propre rigidité. La résille est liée très solidairement à la ceinture qui sert de poutre d'attache à la structure portante (aussi bien pour les poteaux courts que pour les poteaux longs).

2.4.3 RÉPONSES ARCHITECTURALES

Plus un plancher est souple (flexible), moins il participe à la stabilité horizontale d'un édifice et plus les porteurs doivent compenser cette déficience, en assurant une importante rigidité soit par le poids (murs épais et poteaux massifs), soit par le surdimensionnement des contreventements par croix de saint André ou par treillis.

Plus un plancher est rigide, mieux il participe à la stabilité horizontale de l'édifice et plus les porteurs s'allègent, jouant plutôt de l'élasticité des matériaux dont ils sont faits.

Les conséquences architecturales sont évidentes. Les murs massifs ou lourdement contreventés sont la réponse aux planchers souples, voire indépendants. Les poteaux fins et souples sont liés aux planchers rigides. Se rajoute une autre composante de l'invention architecturale qui est le dessin des liaisons planchers/structure. Elles vont du simple trou dans une maçonnerie lourde ou d'équerres de grandes dimensions dans une structure très contreventée, jusqu'aux attaches voulues apparentes des planchers rigides aux poteaux ou aux voiles porteurs.

LES PORTIQUES À NOYAU(X)

Concentrer les pressions sur un point de dissipation

Chapitre 3

L'énergie du vent est reçue par l'enveloppe des bâtiments, les façades et les toitures, puis captée par les nez de planchers et par les poutres au vent, traditionnellement par les ceintures. Celle des tremblements de terre est remontée par les poteaux et les murs vers les planchers et les poutres, la valeur résiduelle non dissipée reprenant ensuite le sens inverse. Celle des mouvements internes est reçue directement par les planchers et les poutres, avant d'être transmise aux porteurs qui la descendront ensuite vers le sol. Fait rarissime : la concomitance d'un vent violent et d'un tremblement de terre, quand les porteurs doivent simultanément monter et descendre l'énergie, et la dissiper par leurs liaisons et leur propre élasticité. Un scénario catastrophe ? Quelle que soit son origine, cette énergie est amenée par les planchers et les poutres vers un bloc actif, un noyau qui aura en charge d'en dissiper la plus grande partie. Ce cheminement réduit d'autant le rôle attribué aux autres porteurs, avant d'en conduire la valeur résiduelle dans les fondations et le terrain d'assise. Ce « bloc actif », le noyau, est le fondement de l'équilibre dynamique de l'édifice.

3.1 PRÉSENTATION

Le cheminement réactif est connu de longue date puisque les constructeurs égyptiens l'utilisaient pour buter les voûtes, que les Grecs en faisaient les magasins des portiques, que la *cella* recevait les pressions du péristyle des temples antiques. Le transept roman comme celui des cathédrales gothiques jouent également en partie le rôle des noyaux (voir *Les structures de hautes performances*, chapitre 1).

Au fil des siècles, l'architecture a su maîtriser des éléments induits de ce mode constructif, tels que les galeries, les coursives, l'allègement des façades (voir *Les structures-poids*, chapitre 1) et l'agrandissement des percements (voir *Les structures-poids*, chapitre 8) mais aussi les patios et les espaces entourant les cours, et tant d'autres.

Par la suite et notamment à partir du XVIIIe siècle, les immeubles en s'élevant ont fait des cages d'escaliers leurs noyaux, ce qui a allégé le rôle stabilisateur attribué aux façades conçues selon les systèmes en structures-poids. Toutefois, ces éléments structuraux restaient très rigides, cela imposait

donc aux planchers de dissiper une grande partie de l'énergie, ce pour quoi ils ne sont pas faits. S'en sont suivis les sinistres constatés dans les régions sensibles aux tremblements de terre et qui, par la colonisation ou plus simplement par mimétisme, avaient importé une architecture nord-européenne tout à fait inadaptée.

Le béton et l'acier ont apporté des solutions de résistance aux efforts dynamiques en introduisant deux atouts essentiels, la *souplesse* liée en partie à l'élasticité des porteurs et le concept de *« poteau long »*. Portés par ces découvertes, les immeubles ont pu s'élever jusqu'à recevoir le qualificatif d'« immeubles de grande hauteur (IGH) » à partir de la fin du XIXe s. Le principe est aujourd'hui très couramment répandu dans la conception constructive des bâtiments de quelque importance.

Soulignons cependant une variante sémantique essentielle du concept de « noyau ». Pour l'architecte préoccupé de l'organisation des fonctions, le noyau est lié à la partition des espaces et à leur usage ; c'est ainsi qu'il l'assimile à la concentration d'escaliers, d'ascenseurs ou de gaines techniques. Pour l'architecte ou l'ingénieur préoccupé de la stabilité de mécanique générale, le noyau est d'abord le lieu de concentration et de dissipation de l'énergie cinétique que reçoit l'édifice. Dès lors et pour maîtriser son système oscillatoire, le noyau conçu comme un « poteau long » a besoin de frettage, ce qui est le rôle des planchers qu'il abrite. Ceux-ci ne peuvent être évidés à l'infini pour y passer les escaliers, ascenseurs et autres gaines techniques au risque de ne plus assumer le niveau de rigidité demandé.

Par extension, ce *noyau–poteau long* est en train de devenir l'immeuble à lui seul ainsi que le conçoivent les tours récemment édifiées (voir *Les structures de hautes performances*, chapitre 5). La conception de la tour Eiffel avec du métal est, à ce niveau, prémonitoire dans la lisibilité de ce mode constructif, précédée qu'elle a été par celle des phares en mer ou des moulins à vent édifiés en maçonnerie.

3.2 NAISSANCE ET ÉVOLUTION DES PORTIQUES À NOYAU(X)

3.2.1 L'INVENTION

L'habitat troglodytique protégeait l'entrée de sa *trôglé* par un jeu de longues branches liées entre elles, appuyées en tête sur le rocher, calées en pied généralement dans des fouilles que confortaient des pierres de blocage ; les branches étaient ensuite habillées de peaux ou plus économiquement d'un entrelacs de petites branches et de feuilles, souvent de fougères ou de jonc, qui plus tard allait se « durcir » et devenir un mur. Le volume habitable était délimité par les parois de l'évidement dont cette construction en était la façade (Fig. 3.1).



(a) Trôglé *en Corrèze*



(b) Trôglé *à Bâmiyân (Afghanistan)*



(c) Trôglé *à Sarlat (Dordogne)*

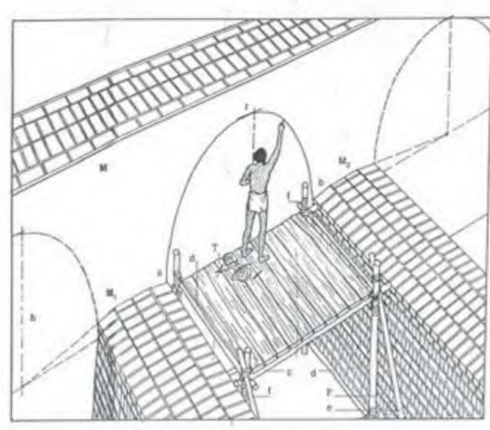


(d) Trôglé *devenue mur à Monsanto (Portugal)*

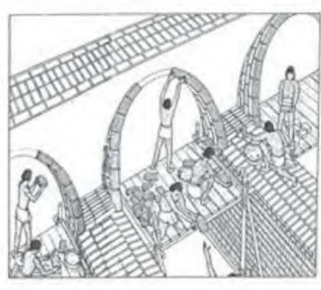
Figure 3.1 Première évolution de la trôglé.

Incliner cette paroi exige des branches plus longues, plus résistantes à la flexion et donc plus vulnérables sans pour autant apporter un espace logeable beaucoup plus vaste. Rapidement s'est imposée la solution du muret de soutènement en pierres sèches ou en boue d'argile. Certains sites troglodytiques, notamment en falaises abruptes, en révèlent parfois les traces, bâtis en arc ou en parallèle, transformant la façade de la galerie ou de la caverne en charpente et en couverture. Il restait à monter un peu plus ce mur, à incliner encore les bois de la charpente et à les recouvrir de lauzes ou autres pierres plates, plus tard de tuiles. Apparaissait alors cette architecture des sites de falaise, quelquefois encore habités.

Mais tous les sites n'ont pas de falaises. L'idée de lui substituer un mur ayant le même rôle s'est imposée. Il s'agit d'un mur de butée, rigide et souvent massif, qui reçoit la pression d'une structure généralement plus souple sur laquelle viendra s'appuyer l'enveloppe habitable (Fig. 3.2). La figure citée représente l'édification d'une voûte qui était une solution d'habitabilité courante en régions sèches. Cette architecture ne permettait



Schémas de la l'édification d'une voûte en brique appuyée sur un mur servant de noyau





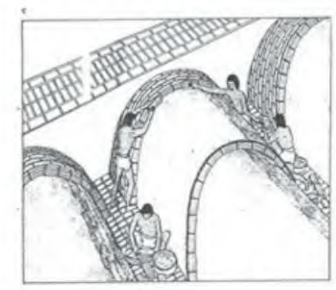
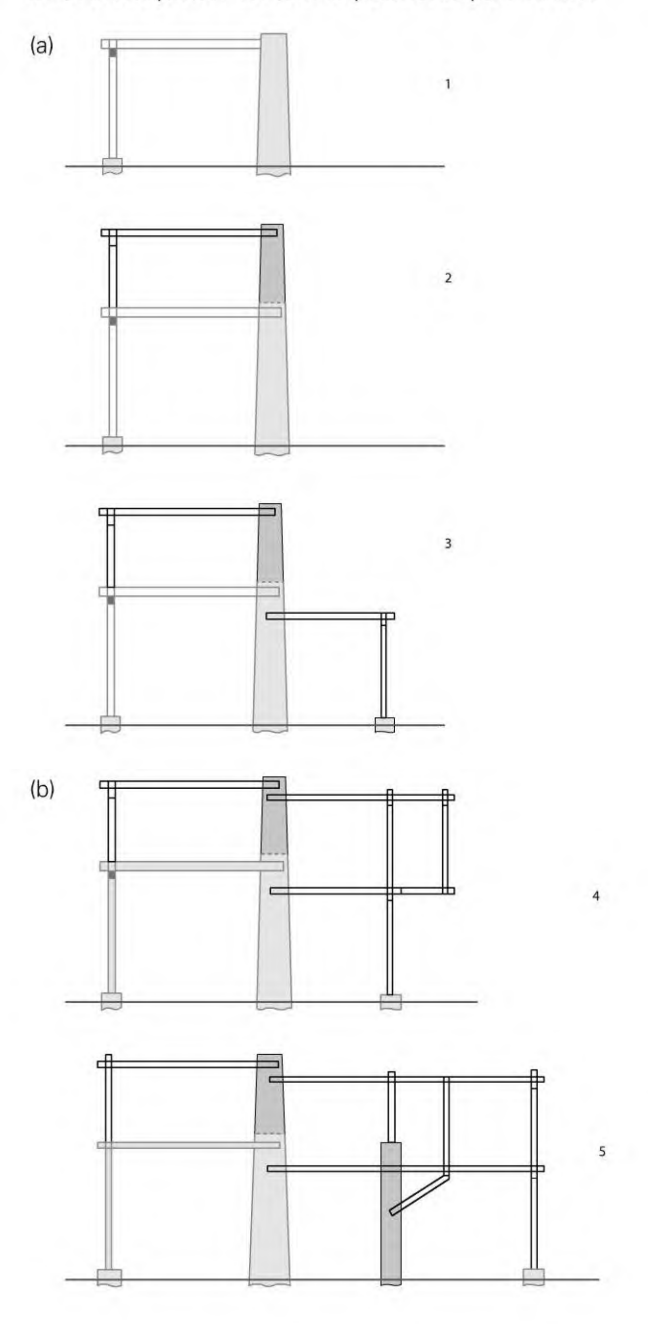


Figure 3.2 Invention du mur d'appui.
(D'après *La construction pharaonique*, J-C. Goyon, J-C. Golvin, C. Simon-Boidot, G. Martinet, Picard, 2004.)

pas de grandes portées transversales surtout lorsque la construction se faisait en briques crues et les plans des fouilles révèlent un couvert très linéique. Lorsque la région disposait de bois, c'est un principe analogue qui était adopté, généralement plus simple de mise en œuvre et permettant des extensions aussi bien en plan qu'en élévation (Fig. 3.3a).

Toutefois, plus les niveaux montent et plus les nappes s'étalent, plus le mur-butée est sollicité, plus il faut lui donner de résistance et, en l'occurrence, l'épaissir et le raidir. Pourquoi ne pas le dédoubler au lieu de l'épaissir, c'est-à-dire utiliser l'inertie de sa géométrie plutôt que la résistance issue de son seul poids ? Tel était le premier noyau : un mur.



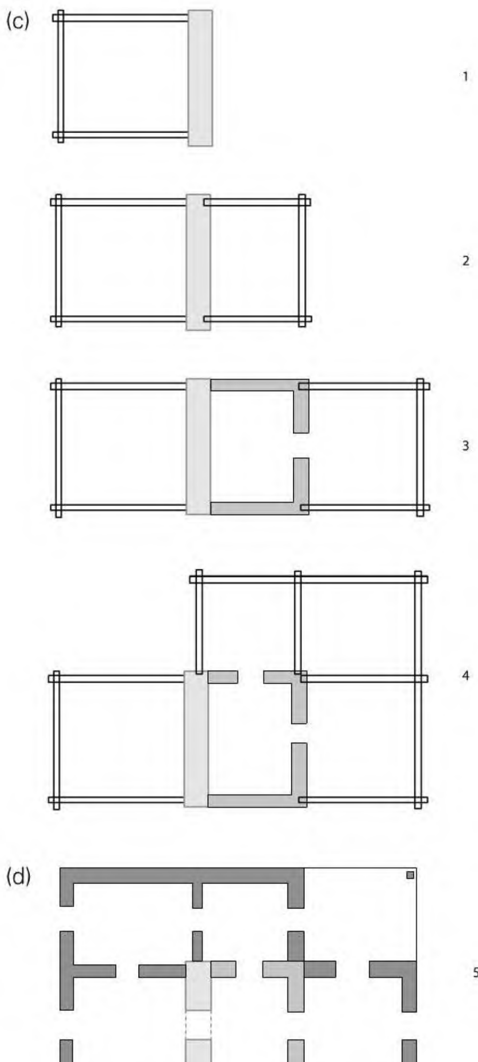
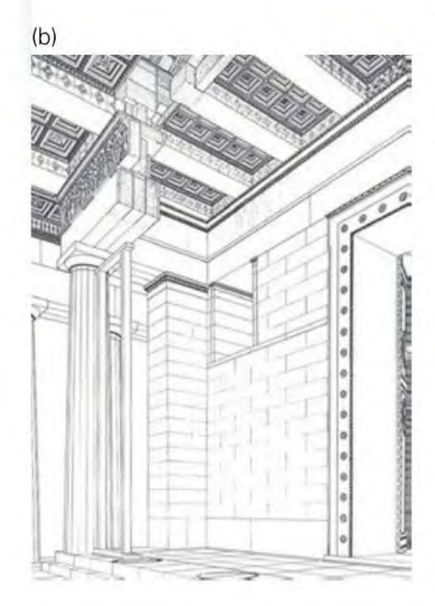


Figure 3.3 Évolution du mur d'appui : son dédoublement pour en augmenter la résistance au renversement.

Figure 3.4 Troisième évolution du mur d'appui : le noyau concentrateur des pressions horizontales.

(a)



(b)

Rappelons que l'inertie géométrique d'une section rectangulaire s'écrit $I=\frac{B \cdot H^3}{12}$. Dans le cas d'un mur d'appui, B est la hauteur du mur et H son épaisseur ; plus l'épaisseur augmente et plus l'inertie est importante. Toutefois, un mur ne peut être épaissi à l'infini surtout lorsqu'il existe déjà, le manque de cohésion des matériaux ne permettant plus d'assurer la résistance au cisaillement. Il est donc préférable de construire un deuxième mur parallèle. Dans ce cas, les inerties s'additionnent si l'ouvrage est bien solidarisé. Se pose alors le problème de stabilité de ces deux murs. La solution est évidemment de les relier entre eux par deux murs latéraux, dessinant ainsi un tube vertical beaucoup plus rigide ; ce « tube » va devenir le premier modèle élaboré du noyau (Fig. 3.3b à d). Au fil des siècles, l'architecture en a perfectionné la fonction et l'a traduit pour en faire la *cella* des temples de l'Antiquité (Fig. 3.4a/b). Les cages d'escalier des immeubles en maçonnerie lorsque la hauteur n'était pas très importante (2 à 3 niveaux), les étages superposés de locaux ne nécessitant pas des fenêtres de grandes dimensions ni des percements de planchers au-delà de simples trous (sanitaires, stockages...) et autres, en ont été ainsi déclinés. Les techniques des matériaux contemporains ont fait évoluer cette solution depuis les systèmes simples jusqu'à des solutions plus complexes (Fig. 3.4c).

(c)



L'invention du noyau ne devait cependant pas être un mode constructif largement adopté de haute date. Les *insulae* édifiées dans les quartiers populaires des grandes cités romaines étaient généralement un empilage plus ou moins fragile de planchers portés par des murs, sur le principe naissant des structures-poids. Les bâtiments officiels n'avaient pas non plus recours aux noyaux, les murs massifs ne le nécessitant pas. Au Moyen Âge, l'architecture vernaculaire préféra le soubassement lourd porteur d'un colombage plus souple (Fig. 3.5a/b) tandis que les édifices officiels restaient dans la tradition de la masse (Fig. 3.5c). Quant à l'Orient de ces époques, il avait choisi pour longtemps les structures souples auxquelles se prêtait le bois ou, dans un autre registre, la brique.


(a)


(b)

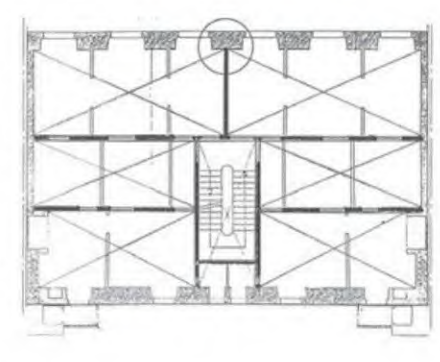

(c)

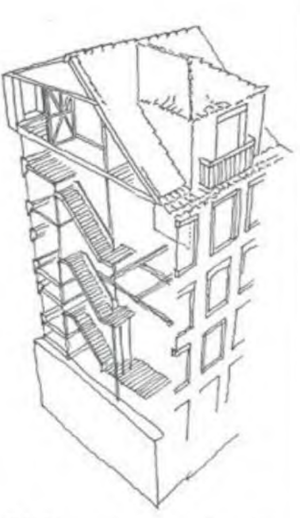
Figure 3.5

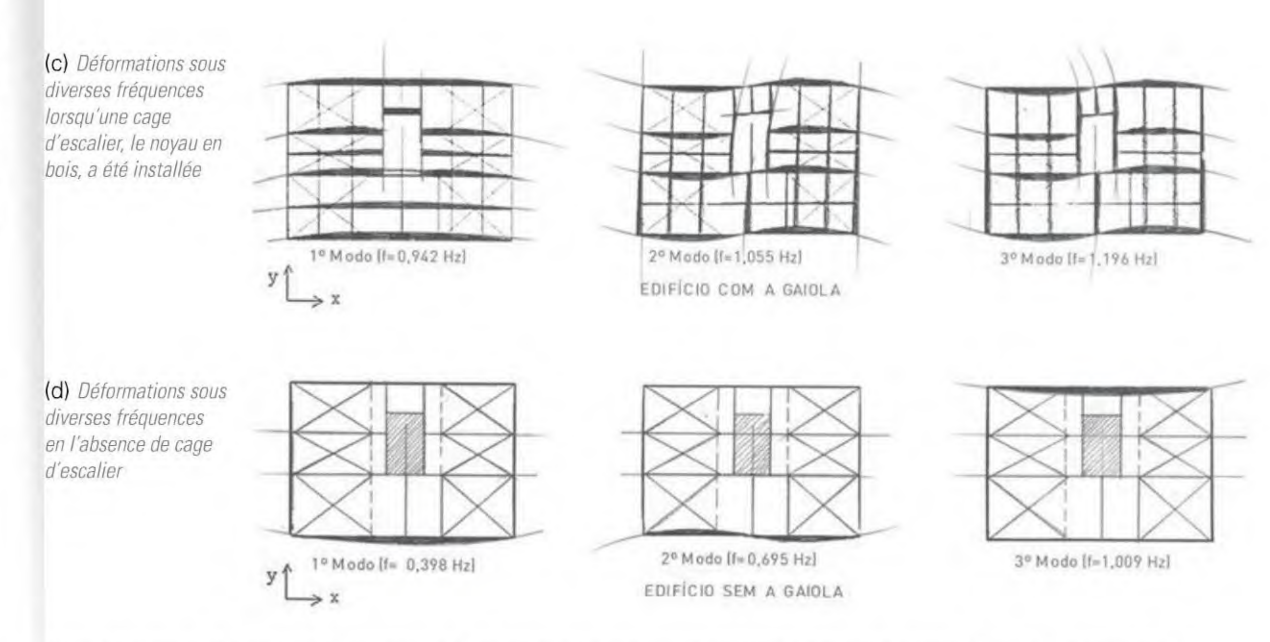
Non seulement le noyau n'existait pas, mais encore seuls les murs d'enveloppes devaient assurer la stabilité de l'ensemble. Les planchers étaient portés par quelques porte-solives plus ou moins bien enfoncés dans les murs relayés par un cloisonnement de réalisation plus ou moins sommaire (ossatures bois, cloisons fines, refends non harpés). Qu'un incendie ou un tremblement de terre survienne et ces planchers finissaient par s'empiler au rez-de-chaussée, ne laissant du bâtiment que les quatre murs d'enveloppe.

Il aura fallu l'année 1755 pour que soit inventé et surtout répandu à grande échelle un tout nouveau mode constructif : le tremblement de terre détruisant le quartier portuaire de Lisbonne a amené le marquis de Pombal, intendant du royaume, à rechercher un tout autre type de bâtiment pour la reconstruction du quartier. Le Portugal était alors au cœur des grandes découvertes et sa connaissance des modes d'édification des immeubles orientaux a apporté son lot d'idées. La reconstruction du quartier du Rossio au droit du Tage s'est réalisée à partir d'un jeu de cages en bois (*caxias* ou *gaiolas*), souples, sur lesquelles viennent buter des portiques également en bois. Les nouveaux immeubles de ce quartier, réalisés sur six à huit niveaux à la fin du XVIIIe siècle, devaient devenir un modèle de conception sécurisée pour l'architecture des villes repensées jusqu'à la fin du XIXe s. (Fig. 3.6).

Figure 3.6 (a) Plan courant : la cage d'escalier au centre reçoit deux files de portiques orientées perpendiculairement au Tage, c'est-à-dire dans la direction des ondes de cisaillement S. L'une (en bas) est ininterrompue d'un mur de refend à l'autre ; elle est le raidisseur longitudinal principal. L'autre au-dessus est coupée au droit de la cage d'escalier pour apporter un peu de souplesse au comportement général. Transversalement, un procédé analogue est adopté. Les côtés de la cage d'escalier rigidifient le noyau tandis qu'un peu de souplesse est adoptée sur la partie inférieure en faisant buter une file sur le fond de cage. (b) Toute la structure est en bois, les barres verticales et horizontales étant contreventées en treillis à l'aide de croix de saint André.


(a) *Plan courant avec cage*


(b) *Superposition des volées dans la cage*



(c) *Déformations sous diverses fréquences lorsqu'une cage d'escalier, le noyau en bois, a été installée*

(d) *Déformations sous diverses fréquences en l'absence de cage d'escalier*

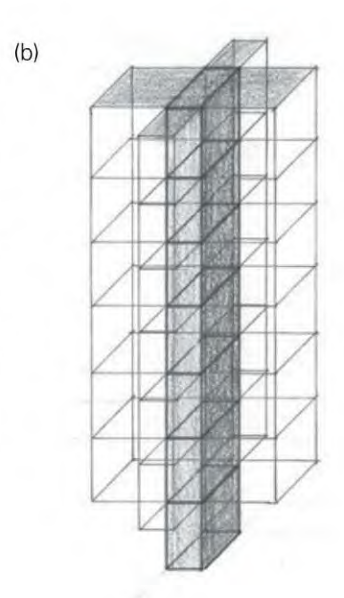
Figure 3.6 (suite) (c, d) Aperçu des déformations publiées par la revue portugaise Engenharia e Vida *(n° 17, octobre 2005). Cette analyse révèle le fonctionnement de la respiration de la structure sous charges dynamiques (l'analyse du fonctionnement de ces structures est développée dans* Risque sismique et patrimoine bâti, *même auteur, même éditeur.). La série de l'image (c) montre des déformations réversibles en présence d'une cage souple sous diverses fréquences. L'image (d) au contraire montre ce qui se passe sans la cage souple sous diverses fréquences, le bâtiment devient alors très rigide et les façades décrochent.*

Plus tard, le baron Haussmann demanda à ses architectes de prendre en compte cette expérience pour refaire un nouveau Paris, suivi qu'il fut pour la transformation de toutes les grandes capitales et les grandes villes de l'Europe. Si l'architecture haussmannienne n'a pas retenu le rôle des *caxias* lisboètes, la préoccupation parasismique n'étant pas prioritaire, elle a cependant systématisé un procédé de construction jusqu'alors peu répandu : la structure en noyau. Le noyau est ce « point » dur de l'édifice qui concentre les efforts des planchers : un tube vertical en pierre de taille la plupart du temps, à l'intérieur duquel sont installés les différentes tuyauteries mais surtout l'escalier de desserte des étages qui, ainsi protégé du feu, permettait l'évacuation sécurisée des habitants.

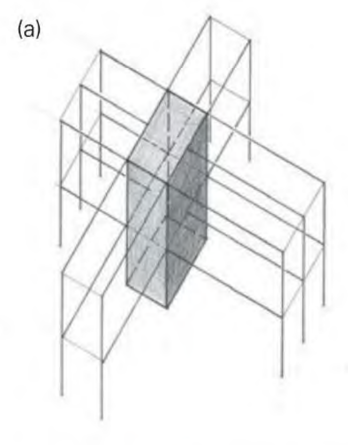
Une telle conception structurelle du noyau concentrant les efforts des portiques allait alors être adoptée et devenir un mode constructif au quotidien pour les édifices de quelque importance. La fin du XIXe siècle vit l'édification des premières tours américaines, ce qui n'aurait pu se réaliser sans un noyau (ou plusieurs noyaux) (voir *Les structures de hautes performances*, chapitre 5). Les bâtiments du XXe s. ont souvent adopté le système des portiques à noyau, d'autant que la généralisation du béton armé, de l'acier et du lamellé-collé favorisait cette option. C'est sans doute une telle généralisation qui a donné des sens différents au mot « noyau » pour les architectes et pour les bureaux d'études techniques comme précédemment mentionné.

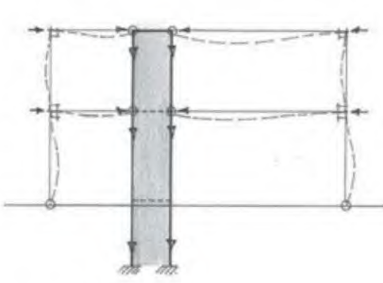
Il est entendu que, si les matériaux dont disposent les constructeurs aujourd'hui se prêtent à bien des performances que prochainement le verre rejoindra en attendant les composites, la géométrie active continue d'imposer ses règles. Du point de vue du fonctionnement mécanique, un noyau dans un immeuble de faible hauteur ne saurait se comporter comme celui d'un édifice de grande hauteur. Un bâtiment peu élevé a besoin d'un noyau rigide (Fig. 3.7a) alors que, en s'élevant, plus de souplesse s'imposera (Fig. 3.7b). À l'inverse, la souplesse des portiques doit accompagner la déclinaison de la rigidité des noyaux. Ce raisonnement va ouvrir la voie à une troisième typologie, celle de l'architecture à plusieurs noyaux (polynucléaire), permettant l'édification d'immeubles cumulant à la fois les avantages de l'horizontalité et de la verticalité.

(b)



(a)





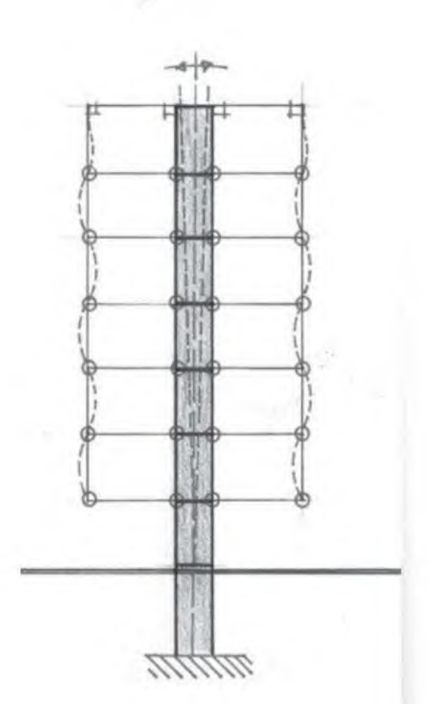


Figure 3.7 Quatrième évolution : le noyau, atout essentiel de la stabilité d'un édifice.

3.2.2 ADAPTATION À UNE VOLUMÉTRIE ARCHITECTURALE DE FAIBLE ÉLÉVATION

Bâtiment horizontal, bâtiment de faible hauteur, conception constructive à base de portiques venant buter sur un noyau généralement rigide : ce principe va requérir une adaptation architecturale qui fera varier la conception des portiques mais aussi celle des noyaux.

3.2.2.1 La conception des portiques

Les deux chapitres précédents présentent la conception des portiques et leurs traductions à travers différents matériaux. Il s'agit ici des mêmes portiques. Ils reçoivent l'énergie et la conduisent vers le noyau. Entre la

réception et le transfert sur le noyau, une partie de cette énergie doit avoir été dissipée. La quantité à dissiper ne relève pas d'une règle impérative, d'autant qu'elle est liée au programme du maître d'ouvrage. En quoi ? Par exemple, il peut être exigé que le noyau soit d'une forte rigidité puisqu'il abritera des appareils de grande sensibilité ; il ne peut donc être le siège d'aucune vibration. Dans ce cas, l'énergie devra avoir été dissipée en quasi-totalité par les portiques avant d'atteindre le noyau. À ce cas extrême peut être opposé l'inverse quand les machines sensibles seront portées par les portiques et dans cette situation il appartiendra au noyau de tout dissiper. Entre les deux se situe la grande généralité des cas de figure.

Rappelons que la dissipation de l'énergie par les portiques se situe en deux endroits possibles : aux liaisons et dans les barres (porteuses des planchers ou planchers elles-mêmes).

Un exemple : lorsqu'on met en place une cage d'ascenseur dans un immeuble, ses parois et les rails de guidage de la cabine ne sont jamais en contact physique avec les planchers ou les piliers de la structure de l'édifice. Ceci évite que les vibrations de toutes natures (tremblements, bruits) ne soient transmises à cette structure pour le confort des occupants. Ceci évite également les condensations linéiques sur les planchers, l'air de la cage étant généralement à la température de l'air extérieur. Comment faire ? Laisser un vide de 1 ou 2 cm entre les planchers et les parois de la cage et le remplir d'un produit souple ayant les caractéristiques coupe-feu exigées. En régions à risques sismiques, ce vide sera un joint de rupture permettant les oscillations de la cage comme celles des planchers sans interférences des amplitudes.

3.2.2.1.1 Cas n° 1 : noyau rigide (cas le plus fréquent)

Les liaisons (Fig. 3.8)

– Les pieds des poteaux sont articulés et, dans ce cas, les poutres sont encastrées dans les poteaux (Fig. 3.8, A). Ceci signifie que l'énergie conduite par les poutres va rejoindre le noyau sans qu'il y ait eu dissipation. Or, le noyau étant très rigide, le seul endroit où la dissipation pourra être effective se situe au niveau de la liaison entre la poutre et le noyau. Pour cette raison, elle est articulée.

– Les pieds des poteaux sont encastrés et, dans ce cas, les barres ne peuvent être encastrées dans les poteaux (règle générale, Fig. 3.8, B). La liaison poteaux/poutres est donc articulée et l'énergie s'y dissipe. Elle peut être encastrée.

– Les pieds des poteaux sont articulés et seules les barres les plus élevées sont encastrées dans les poteaux (Fig. 3.8, C). Les autres liaisons sont donc articulées pour que l'énergie s'y dissipe.

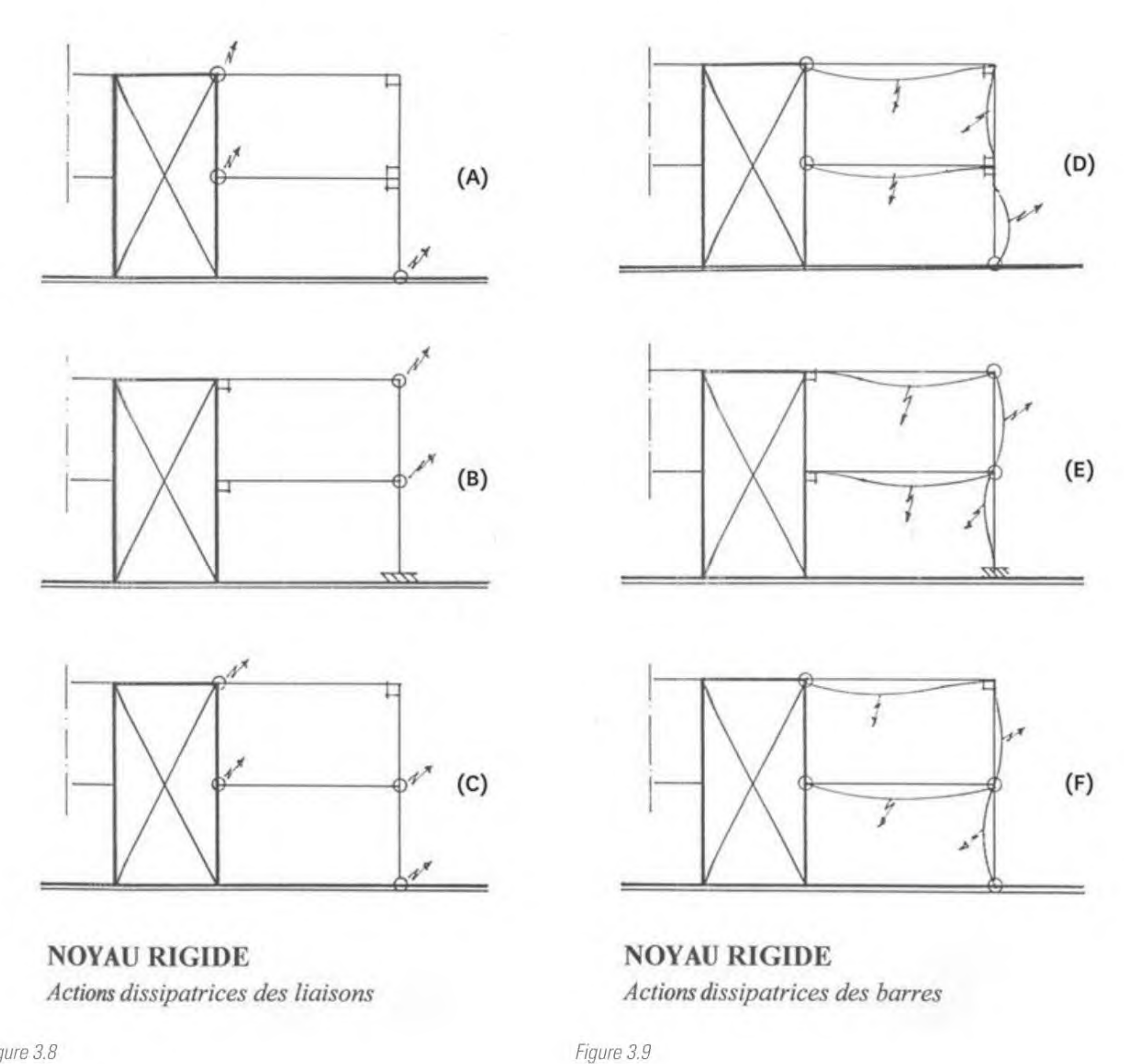


Figure 3.8

Figure 3.9

Les barres (Fig. 3.9)

– Les pieds des poteaux sont articulés. Les barres sont encastrées dans les poteaux et articulées sur le noyau (scénario de la fig. 3.8, A). L'énergie non prise en charge par les liaisons l'est par la mise en flexion des barres selon les déformations spécifiques à leurs modes de liaison aux extrémités (Fig. 3.9, D).

– Les pieds des poteaux sont encastrés et les barres sont articulées avec les poteaux et encastrées dans le noyau (scénario de la fig. 3.8, B). L'énergie résiduelle est également prise en charge par le mode de déformation des barres (Fig. 3.9, E).

– Les pieds des poteaux sont articulés et seules les barres les plus élevées sont encastrées (scénario de la fig. 3.8, C). L'énergie résiduelle est encore prise par les barres qui se déformeront selon un mode différent des deux précédents (Fig. 3.9, F).

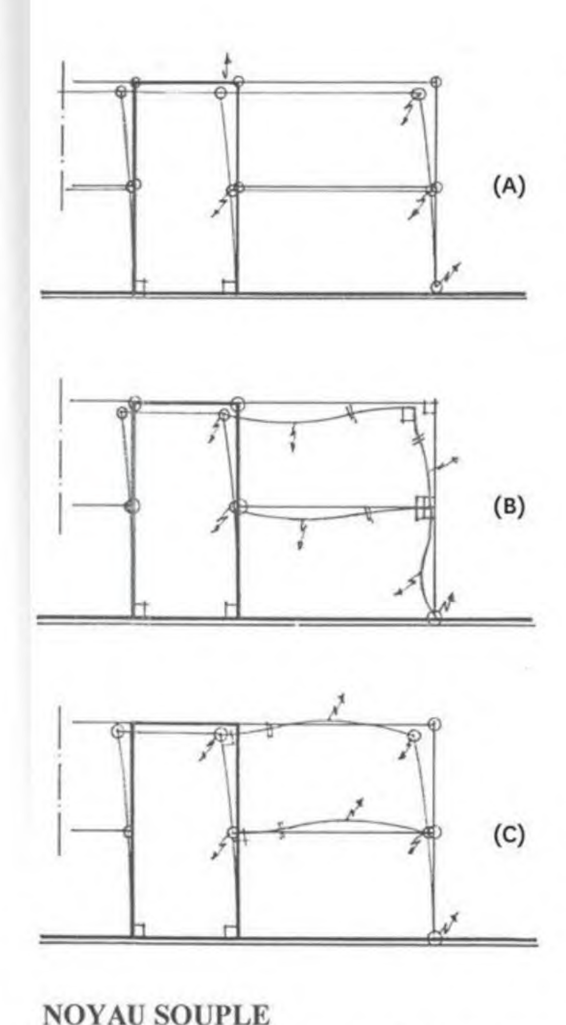


Figure 3.10 Le noyau souple.

3.2.2.1.2 Cas n° 2 : noyau souple

Les liaisons et les barres (Fig. 3.10 ; les croquis regroupent, dans les trois cas, les liaisons et les barres)

– Toutes les liaisons sont articulées (Fig. 3.10, A), seul le noyau est encastré en pied. Les articulations prendront en charge une partie de la dissipation de l'énergie et les barres ne seront pas déformées puisque c'est le noyau qui assure la valeur résiduelle de cette dissipation. Dans ce cas, la stabilité dynamique de l'immeuble est assurée par un contreventement important dans les trois dimensions ou, mieux, une triangulation globale.

– Le noyau a toujours son niveau de souplesse et est encastré en pied. Les poutres sont encastrées dans les poteaux et donc articulées sur le noyau. L'énergie ne peut être dissipée par les encastrements. De deux choses l'une : ou bien il appartient au noyau d'en absorber et donc d'en dissiper davantage ; ou bien le noyau ne peut en dissiper plus et alors il appartient aux barres de compenser en se déformant (Fig. 3.10, B).

– Enfin, le noyau restant dans les mêmes conditions de souplesse qu'il est dit précédemment, les poteaux sont articulés en pied et les liaisons aux poutres également. Les poutres sont donc encastrées dans le noyau qui ne peut dissiper davantage d'énergie, ce qui impose aux poutres de le faire en se déformant (Fig. 3.10, C).

Bien entendu, d'autres cas de figure peuvent se présenter, surtout pour des interventions sur des immeubles existants, et les schémas précédents n'ont pas vocation d'exhaustivité. Ils portent un mode de raisonnement.

3.2.2.2 Le noyau monolithique

Le plus ancien : un mur sur lequel les poutres ou les planchers des portiques viennent buter soit d'un seul côté avec le risque de renverser le mur, soit de façon plus ou moins symétrique, ce qui préserve du renversement (Fig. 3.2, rappel).

Le système peut se jouer sur un niveau, voire deux ou trois niveaux (Fig. 3.3, rappel) ; il est fondateur d'un mode constructif vernaculaire qu'il ne faut pas confondre avec les théories sur les structures-poids : les régions de montagnes riches en pierres plates, en plaques de granit ou de schistes, ont adopté et adoptent encore ce savoir pour des constructions, des habitations, des exploitations agricoles. Le mur est traité en butée et sa pérennité

est généralement liée à son poids et à la cohésion de ses constituants ; ceci permet de limiter les effets de renversement. Lorsque la symétrie des efforts peut être adoptée, le mur est moins sollicité au renversement et sert à canaliser les efforts horizontaux vers le sol.

3.2.2.3 Le noyau monolithique dédoublé

Connu depuis longtemps (voir précédemment), il offre une résistance plus grande par une augmentation de son inertie sans majorer de façon significative la quantité de matériaux ; il sera largement pratiqué pour la construction des immeubles de logements, le vide laissé par le dédoublement servant de cage d'escalier tandis que les paliers font office de transmission des efforts.

3.2.2.4 Le noyau monolithique dédoublé et raidi

L'architecture vernaculaire de tous les pays disposant à la fois de bois et de minéraux pouvant être maçonnés a adopté ce système qui a engendré une culture de la galerie, l'ouverture sur l'extérieur. La *stoa* grecque en est l'exemple linéique le plus élémentaire avec une galerie largement ouverte sur la place ou sur la rue, les magasins fermés en arrière servant de butée ; le système s'enrichira et s'ennoblira ensuite en ouvrant deux et trois côtés de la galerie, comme l'image l'Érechthéion sur l'Acropole d'Athènes. La maîtrise de la stabilité va permettre de changer d'échelle en ouvrant les quatre côtés du temple antique avec les colonnades du péristyle butées à l'aide de poutres hautes sur les murs de la *cella*. Parallèlement, il y eut la traduction architecturale de la stabilité la plus accomplie avec la *tholos* de l'enceinte de Minerve Pronaia à Delphes ou le temple circulaire dédié à Hercule Victor sur le Forum Boarium à Rome.

Les pressions s'équilibrent par compression d'un tube central, selon un mode radioconcentrique, prémices d'une architecture qui sera très largement utilisée par les coupoles et les voûtes nervurées sur plan circulaire d'abord, elliptique puis même carré ou rectangulaire durant de nombreux siècles.



Figure 3.11 Le noyau monolithique dédoublé et raidi (palais de Charles Quint à Grenade, en Espagne).

3.2.2.5 Le noyau expansé

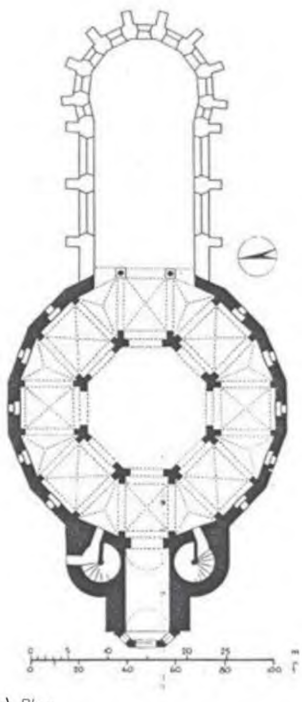
L'histoire de l'architecture révèle ces ouvrages de grande envergure où le noyau initial a pris des dimensions telles qu'il est devenu architecture en soi ; sur plan concentrique, il conserve sa stabilité par sa géométrie et reste relativement simple à comprendre et à construire. Le palais de Charles Quint à Grenade est un exemple de ce traitement d'équilibre (Fig. 3.11). Les arènes dont Rome dotera son empire sont de cette veine, mais le plan n'est plus circulaire et les pressions se jouent sur plusieurs points de concentration. Il annonce la construction de l'ellipse encore peu connue dans l'architecture de cette époque ; dans ce cas, les efforts sont différentiels et, pour éviter les cisaillements aux changements de direction, l'ouvrage doit se doter de joints de rupture, invention largement mise en œuvre par les *architecti* romains et aujourd'hui systématiquement pratiquée.

La typologie architecturale basée sur le noyau joue sur la concentration des efforts en un ou plusieurs points reliés entre eux de façon rigide ; l'architecture qui épouse ce principe du noyau central est une réponse à une destination précise et ne peut s'accommoder de n'importe quel programme ; il s'agit d'un mode d'occupation des lieux par déambulation soit linéique, soit incurvée, soit encore monocentrée ou polycentrée.

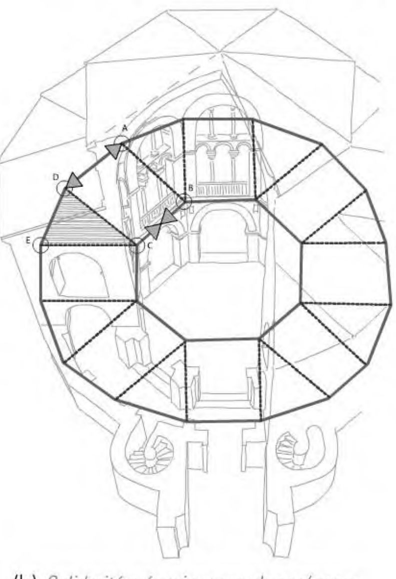
Lorsque le plan n'est plus régi par un ou des centres de rayonnement, naît l'architecture des cloîtres, elle-même héritière d'une tradition des caravansérails et des marchés dès lors que la ville se les est appropriés ; le jeu de l'équilibre est conservé, permettant de ne pas solliciter le mur au renversement.

3.2.2.6 Le noyau extrudé

Dans le cas du développement de ce chapitre, le noyau est le lieu de concentration des efforts pris en charge puis transmis par les portiques ; en poussant sur le noyau, la poutre du portique se met en compression et comprime en même temps les liaisons. Le noyau réagit en oscillant et ce mouvement alternatif met successivement en compression et en tension les barres des portiques et leurs liaisons au noyau. Les enveloppes accusent alors un mouvement de flexion également alternatif et dont la fréquence doit être la plus proche de celle du noyau. La basilique d'Aix-la-Chapelle a bien pris en compte ce mouvement globalement oscillatoire dans la conception de sa structure, ce qui, là non plus, n'est pas sans incidence sur son architecture (Fig. 3.12). La figure 3.12b montre la solidarité mécanique entre l'enveloppe et le noyau pour non seulement faire fonctionner les deux composantes de la structure de la même façon mais aussi éviter les arrachements des liaisons.



(a) *Plan*

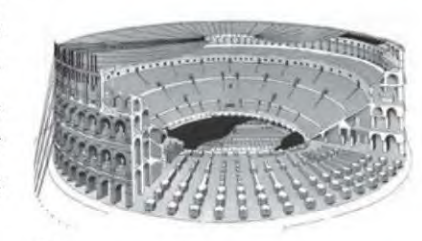


(b) *Solidarité mécanique enveloppe/noyau*

Figure 3.12 La basilique d'Aix-la-Chapelle (Allemagne).

De ce principe du noyau extrudé naîtra l'architecture des grands rassemblements de foules dont les arènes romaines seront peut-être la plus grande traduction technique de l'Antiquité. Pour être basé sur ce principe, cet exemple doit aussi composer avec les seuls matériaux disponibles : la pierre, les moellons et la brique ; la pierre ne travaille que très mal en tension et les architectes de l'Antiquité le savaient, eux qui avaient largement utilisé les agrafes ; toutefois, ce système permettant la mise en tension d'une ceinture est hors d'échelle au regard des sollicitations qu'un noyau d'arène en tension doit subir. Appel a été fait à la géométrie et non plus à la seule mécanique : le mur-noyau périphérique est devenu le siège d'un équilibre entre la pression centrifuge des gradins et le rôle centripète des contreforts. Il restait à stabiliser longitudinalement l'équilibre transversal par le jeu des butées réciproques. Les concepteurs se sont attachés à leur donner des valeurs constantes pour éviter des raidissements, notamment aux plans de rupture (Fig. 3.13).


(a)


(b)

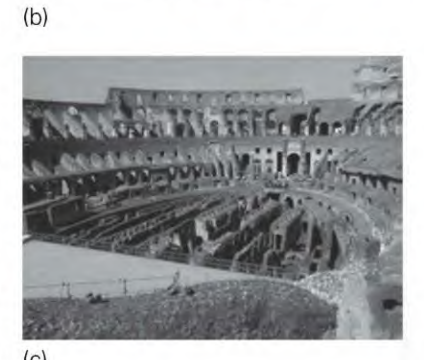

(c)

Figure 3.13 Le Colisée à Rome.

De grands espaces publics, comme le stade de France en région parisienne, fonctionnent sur le principe analogue d'un équilibre entre forces centrifuges et forces centripètes : si les gradins exercent un effort centrifuge, celui-ci est contrecarré d'une part par l'ancrage des fondations (sur plan polycentré) et d'autre part par la ceinture interne de la couverture.

Bien des études théoriques se sont penchées sur ces comportements actifs et réactifs simultanés de tension/compression, pouvant s'inverser selon l'importance des pressions extérieures reçues : c'est le cas des structures gonflables en boudins qui ont permis la construction de bateaux de très grande résistance. Le noyau extrudé est façonné par le gaz injecté dans le boudin ; il s'est quasi dématérialisé au profit de l'enveloppe, créant un autre traitement architectural en réponse au même principe constructif.

Noyau monolithique, noyau monolithique dédoublé, noyau monolithique dédoublé et raidi, noyau expansé, autant de réponses apportées par l'Histoire à partir de noyaux de grande rigidité décidée par le poids ou/et par l'organisation géométrique, c'est-à-dire un très puissant contreventement. Dès lors qu'est adoptable le concept de noyau extrudé, jouant alternativement ou simultanément tension et compression, une autre architecture peut naître : celle qui défait les coefficients très élevés de raideur au profit de valeurs nettement moindres ; les arènes romaines avaient pressenti cette possibilité structurale (d'ailleurs, on savait couvrir l'aire centrale et les gradins avec de la toile de coton mise en tension) ; les maîtres d'œuvre des cathédrales gothiques le savaient aussi, mais les constructeurs ne disposaient que de matériaux de faible élasticité, ce qui n'est plus le cas avec les métaux et les fibres. Les tribunes des stades, des patinoires, des vélodromes et autres vastes lieux de rassemblement de foules en sont l'expression. Le stade olympique de Berlin est ainsi constitué d'un péristyle relié par un plancher

en béton armé à un mur intérieur qui lui est concentrique. C'est le même rôle qui est joué par le plancher en anneau de la chapelle d'Aix-la-Chapelle et par les galeries des gradins du Colisée (Fig. 3.13a). Le péristyle assume la tension de la couverture et le mur intérieur la compression des porteurs.

3.2.3 ADAPTATION À UNE VOLUMÉTRIE ARCHITECTURALE ÉLEVÉE

Architecture verticale, architecture de grande hauteur, conception constructive à base de portiques venant buter un noyau capable d'absorber et de dissiper une partie de l'énergie : ce principe va générer une adaptation architecturale conditionnant d'une part la conception de la liaison des portiques aux noyaux et d'autre part celle des noyaux eux-mêmes.

3.2.3.1 Liaison portiques/noyaux

Dans le système précédent, le portique vient buter sur le noyau auquel il transmet la charge énergétique qu'il n'a pu dissiper ; le noyau est rigide parce que sa hauteur est faible ; il retransmet quasi intégralement cette pression au sol avec un retard lié à sa masse. Le noyau est peu dissipateur. Un bâtiment de grande hauteur a besoin d'un comportement plus homogène de sa structure en raison des importantes pressions qu'il reçoit du vent comme des effets issus de l'effort tranchant sismique (cisaillement). Cet édifice est soumis à un mouvement oscillatoire que la structure doit prendre en charge au risque d'un renversement.

L'ensemble portiques/noyau devient un tout régi par la même loi d'oscillation ; la part d'effort tranchant absorbée par les portiques est en partie dissipée par la souplesse des poteaux, en partie absorbée par les liaisons propres à chaque portique ; au terme de cette prise en charge maximale des portiques, la charge résiduelle doit être immédiatement absorbée par le noyau et en grande partie dissipée par celui-ci : un retard de prise en charge créerait un effet de rebond ou de réplique, et les portiques entreraient dans un jeu de mise en résonance. Les amplitudes pourraient se cumuler avec les déformations d'accompagnement (mise en torsion des poutres, sciage des cordons des soudures, cisaillement des boulons, torsion des platines, etc.) : de ce fait, il ne peut y avoir de retard de prise en charge de l'énergie résiduelle transmise par les portiques au noyau.

Deux attentions sont à porter : la continuité de la transmission des charges et l'homogénéité de comportement portiques/noyau (comportement isotrope).

– La continuité de la transmission des charges implique, d'une part, qu'il n'y ait pas de rupture physique entre poutres et planchers des portiques et la structure propre des noyaux et, d'autre part, qu'il y ait continuité des réactions élastiques entre les portiques et le noyau, c'est-à-dire des

matériaux, sinon identiques, du moins de comportements analogues comme le sont le métal et certains bétons armés.

– L'homogénéité de comportement portiques/poteaux signifie un rapport de continuité entre la section horizontale des espaces définis par les portiques et la section horizontale des noyaux, ce sous l'effet d'une fraction spécifique de l'effort tranchant. Ainsi un noyau de section trop fine (de faible inertie) n'aura-t-il pas la capacité à absorber instantanément la valeur résiduelle de l'effort tranchant reçu par les plans des portiques, il devra mettre en attente une partie de cette énergie pendant quelques instants avant de pouvoir la dissiper le temps de descendre les efforts vers le sol. Sa capacité est en effet saturée. Cette mise en attente se stocke soit dans les portiques, soit dans les liaisons portiques/noyaux, soit dans les constituants, soit un peu dans chaque, avec des sur-déformations peu compatibles avec la survie de l'ouvrage.

3.2.3.2 Conception des noyaux : principe général

Les deux sections qui suivent peuvent faire, à elles seules, l'objet d'une publication plus spécialisée. Dans le cadre de ce chapitre, elles sont présentées sous la forme d'une culture générale porteuse d'une réflexion. Il s'agit de comprendre comment la pensée doit s'organiser et non de présenter des solutions appliquées.

Outre, d'une part, la continuité physique de la transmission des efforts tranchants des portiques au noyau et, d'autre part, la proportionnalité de la section des volumes sous portiques à celle du noyau, il existe une relation entre le niveau d'élasticité des portiques et celui du noyau. Pour un effort tranchant horizontal F générant une énergie de renversement E reçue par le bâtiment, une partie de celle-ci est absorbée et dissipée par les portiques (E_p), une autre est absorbée et dissipée par le noyau (E_n) et le reste est absorbé et dissipé par les fondations (E_f) et le sol (E_s) :

$$E = E_p + E_n + E_f + E_s$$

La part que le noyau doit prendre en charge est E_n ; elle se conçoit en deux composantes : d'abord la capacité à recevoir et à absorber intégralement l'énergie résiduelle (E_r) des portiques, soit $E_r = E - E_p$, et ensuite celle à dissiper une partie $E_n = E - (E_p + E_f + E_s)$ de cette énergie avant de transmettre le reste aux fondations et au sol.

Ces décisions de répartition (de partage) des jeux absorption-dissipation font l'objet de calculs complexes qui sortent largement du cadre de ce document ; toutefois, il reste à comprendre que le noyau a le double rôle de devoir recevoir la totalité de l'énergie non prise en charge par les portiques (absorption = $E - E_p$) puis d'en dissiper une partie (E_n), avec $E_n < E - E_p$.

Si la valeur de $E - E_p$ est aisément calculable, la valeur de E_n est une décision constructive et donc en partie architecturale ; en effet, la capacité de la fondation et celle du sol à absorber et à dissiper l'énergie est relativement facile à déterminer puisque son évaluation est pratiquement établie *a posteriori* : le terrain a des caractéristiques imposées et la fondation est plus conçue pour résister aux effets de compression verticale de l'édifice. Dans ce cas, la valeur E_n est déductive et s'écrit :

$$E_n = E - (E_p + E_f + E_s)$$

En fait, le jeu est celui de la répartition entre les portiques et le noyau, E étant connue, E_f et E_s étant déductibles d'autres préoccupations de stabilité :

$$E_n + E_p = E - (E_f + E_s)$$

E_p

Pour poursuivre ce raisonnement, E_p est connue ou facilement estimable : en effet, le programme d'occupation des locaux définit les surfaces habitables et leurs volumes ; les règlements définissent la hauteur maximale de l'ouvrage, s'en déduisent les planchers. De plus, les règlements définissent l'effort tranchant dû au vent et dû aux charges sismiques qu'il est possible de répartir niveau par niveau par la méthode des éléments finis ; les contraintes d'encombrement, les contraintes thermiques et acoustiques, les exigences de tenue au feu, les passages des gaines définissent en grande partie la place résiduelle de la structure et en l'occurrence les dimensions et caractéristiques des poutres et des planchers dont se déduisent les épaisseurs possibles ; lorsque ces contraintes sont cumulées, la place laissée libre pour les portiques et les planchers est quasi prédéterminée, dont se déduit selon le matériau retenu la résistance, c'est-à-dire la capacité d'absorption, de dissipation et de transmission.

Comme pour les fondations et le sol, l'énergie que peuvent prendre en compte les portiques niveau par niveau est pratiquement prédéterminée par le programme et les règlements ; la valeur résiduelle E_n est celle impartie au noyau.

Ce raisonnement est certainement inapproprié aux ouvrages exceptionnels de grande hauteur ; en revanche, il n'est pas étranger à la conception structurale des édifices relativement courant et en l'occurrence de ceux aux limites de l'appellation IGH, soit 50,00 m au plancher le plus élevé.

La part d'énergie prise en charge par le noyau, et ce pratiquement niveau par niveau, est ainsi connue ; il reste à concevoir un mode de répartition entre les trois composantes : énergie transmissible, énergie instantanément absorbable, énergie pouvant être dissipée.

La réponse fait intervenir la durée : entre le moment où l'énergie est transmise par les portiques au noyau et celui où une partie est dissipée par la structure du noyau, s'écoule un différentiel temps qui en appelle au stockage de la part qui va être transmise aux fondations et au sol ($E_f + E_s$) ; pour accompagner cet événement, deux solutions sont envisageables :

- l'une consiste à emmagasiner l'énergie durant quelques instants, dans les éléments porteurs de la structure (poteaux ou murs) et, pour cela, les dimensionner en conséquence : cette décision a recours à l'inertie géométrique mais surtout à une certaine loi de masse à laquelle répond traditionnellement le noyau en béton ;
- l'autre consiste à procéder par flux tendu, c'est-à-dire à conduire immédiatement l'énergie qui peut être affectée aux fondations et au sol, vers le pied de l'édifice, tandis que se déroulent les autres modes de traitement de la part d'énergie réservée au noyau. À l'inverse, ce procédé refuse la loi de masse au profit d'une grande ductilité des éléments structuraux majeurs porteurs que sont les poteaux ; la conclusion en est une structure en poteaux fins, souvent métalliques, et calculés à leur limite de flambage.

E_n

Le traitement de la dissipation de la part d'énergie E_n affectée au noyau est l'affaire des barres, des parois et de leurs liaisons ; plus les barres et les parois seront épaisses et lourdes, plus elles seront rigides et moins l'énergie pourra s'y dissiper, et inversement ; plus les liaisons seront encastrées et moins l'énergie pourra s'y dissiper, et inversement. Les calculs affinés des sections des parois verticales, des planchers, des barres (poteaux et poutres) formant le noyau, permettent d'évaluer la dissipation possible, le reste devant être pris par les liaisons auxquelles seront modulés leurs degrés de liberté.

E_r

Il reste à ce soucier de l'énergie absorbable E_r, c'est-à-dire de la quantité que les portiques auront transmise au noyau ; ce dernier doit instantanément recevoir la totalité de l'énergie avant de la traiter, choc souvent brutal auquel il doit aussi instantanément s'opposer ; cette charge déforme la structure générale du noyau. Pour s'y opposer, le noyau doit être indéformable, c'est-à-dire triangulé en 3D. Celui-ci, exécuté à l'aide de barres (principe du treillis), fait appel à de petites sections, ce qui est parfois peu compatible avec l'occupation des lieux. Ces petites sections sont très ductiles et il leur appartient souvent d'acheminer une grande partie de l'énergie transmissible ($E_f + E_s$) vers le sol. Ce mode constructif réduit quasi instantanément l'énergie résiduelle des portiques à la seule part imputable au noyau, E_n.

Cette définition des noyaux est un atout important de la conception architecturale : rappelons que, de simple organe de butée, il devient le « bras de levier » de l'édifice, celui auquel il appartient de gérer les charges latérales, qu'elles soient d'origine externe (vents et séismes) ou d'origine interne (mouvements et surcharges dissymétriques). Il s'agit d'un atout architectural important qui peut le faire évoluer de composant de la stabilité d'un ensemble portiques + noyau + fondation + sol à une superstructure globale et unique. Sont conduits dans ce sens un certain nombre de recherches et de tests sur les immeubles de grande hauteur (voir *Les structures de hautes performances*).

3.2.4 ADAPTATION À UNE VOLUMÉTRIE ARCHITECTURALE IMPORTANTE

La réponse la plus courante est issue du programme d'occupation des lieux, sur lequel viennent s'apposer les réglementations de sécurité avec les distances aux issues de secours, les longueurs entre désenfumages, les confinements et les caissons, l'ergonomie des circulations avec les croisements de mouvements compatibles ou incompatibles, et les partitions d'exploitation.

La traduction fait appel à la mise en place de plusieurs noyaux qui rythmeront, certes, les fonctions architecturales mais aussi stabiliseront l'ouvrage en limitant les longueurs des transferts d'énergie et en les répartissant sur plusieurs ancrages. L'histoire de l'architecture a su inventer des solutions dès lors qu'elle a eu à répondre à des programmes complexes et vastes comme ceux de l'industrie, de l'hôtellerie, des ouvrages de sécurité et de police, des édifices de gestion nationale ou régionale, des banques, des édifices de traitement de la santé ou des grands établissements d'enseignement. Les programmes de ces bâtiments génèrent des volumes compacts et généralement réguliers et de grandes dimensions.

***Solution de base** – Les noyaux répartis pour équilibrer les mouvements différentiels des sols ou les charges irrégulières sur les superstructures*

Lorsqu'un ouvrage est conçu à partir de plusieurs noyaux, ceux-ci sont répartis de façon à rendre homogène la réponse globale de l'édifice aux sollicitations. Celles-ci peuvent venir du terrain en raison d'une portance très variable, en raison de charges sismiques potentielles dont la direction est généralement constante. Leur origine peut également être celle des vents qui, par définition, ne sollicitent au cas par cas que dans une seule direction mais celle-ci n'est pas figée. À cela se rajoutent les charges mobiles internes, voire l'inégale répartition des charges fixes. La solution la plus admise parce que la plus évidente à déterminer, à quantifier, est de recevoir les charges extérieures dominantes sur un bouclier de répartition ;

celui-ci peut se traduire par deux techniques dont le choix est directement lié à la partition architecturale des espaces.

3.2.4.1 Concentrer les efforts sur un noyau de réception

Ce noyau de réception fera ensuite la répartition de ces efforts sur d'autres noyaux au prorata des volumes ou des surfaces de planchers qu'ils desserviront. Ainsi, soit un effort *F* à absorber : la partition architecturale donne au noyau 1 une valeur de prise en charge de 40 % des planchers, au noyau 2 une valeur de prise en charge de 50 % des planchers et au noyau 3 une valeur de prise en charge de 10 % des planchers. Cette solution est celle retenue dans la plupart des cas pour les immeubles dont les planchers présentent d'importantes irrégularités de hauteurs et dans les ouvrages nécessitant de grands espaces vides comme les salles de sports, les centres commerciaux, les musées, etc.

Selon le scénario expliqué précédemment, il appartiendra au noyau 1 d'abord d'absorber la totalité de la charge *F* puis, selon son niveau de ductilité, soit de dissiper les 40 % de prise en charge qui lui sont attribués et de distribuer ensuite sur les noyaux 2 et 3 les 60 % résiduels, soit de commencer par distribuer les 60 % qu'il n'a pas en charge puis de dissiper ses 40 %.

Dans un cas comme dans l'autre, les noyaux 2 et 3 recevront leurs parts de charges à dissiper. Cependant, si le noyau 1 est rigide, les noyaux 2 et 3 recevront très rapidement leurs parts de charge et l'ensemble de l'ouvrage réagira avec un important coefficient de simultanéité : il se comportera de façon homogène. Si le noyau 1 est souple, il se produira un retard de transmission des charges sur les noyaux 2 et 3 : le noyau 1 aura alors pratiquement dissipé sa part de charge lorsque les noyaux 2 et 3 recevront la leur ; dans ce cas, les noyaux 2 et 3 auront un comportement oscillatoire décalé par rapport au noyau 1, provoquant des alternances de tension et de compression dans les poutres et les planchers. Les règles de l'Art ont défini les joints de rupture pour limiter les effets contradictoires de ces mouvements, joints de rupture entre les volumes gérés par chaque noyau, ce qui élimine le principe de l'édifice à plusieurs noyaux en lui substituant plusieurs édifices à un seul noyau. Le travail du concepteur est :

- d'une part, de bien déterminer la part de charge extérieure que doit prendre chaque noyau en fonction généralement de la surface de planchers et des masses y afférant qu'il doit gérer ;
- d'autre part, de choisir le niveau de raideur du noyau–bouclier (celui qui reçoit la totalité ou la plus grande partie de la charge et qui doit ensuite la répartir entre les autres noyaux) : très rigide, il va transmettre rapidement aux autres noyaux leurs parts à dissiper ; plus ductile, il va dissiper

sa propre part en même temps qu'il transmettra aux autres noyaux leurs parts respectives, amortissant son mouvement oscillatoire au moment où les autres le commenceront ; il est nécessaire d'établir pour chaque noyau une fréquence compatible avec celle des autres afin que l'ensemble de l'ouvrage ait une fréquence unique ;

– enfin, de choisir des bielles de transmission que sont les poutres et les planchers, de préférence très rigides pour que les charges soient distribuées le plus rapidement possible entre les noyaux, sans dissipation intermédiaire pour limiter les retards ; cette décision impose aux différents noyaux la dissipation de la quasi-totalité de l'énergie.

Une telle disposition impose, de surcroît, de relier de façon non déformable les noyaux entre eux par un jeu de triangulation qui est le rôle des poutres et des planchers, à moins que leur absence ponctuelle (un ou deux niveaux vides) ne nécessite des contreventements indépendants des systèmes de portage :

Dans le cas des portiques en poteaux-planchers, les poutres de transmission et de triangulation sont généralement noyées dans l'épaisseur du plancher.

– les poutres 1/2 et 1/3 sont à la fois des poutres de transmission des charges depuis le noyau–bouclier 1 aux noyaux 2 et 3, et des poutres de triangulation ;

– les poutres 2/4 et 3/4 sont des poutres de triangulation (pouvant partiellement participer à la transmission de la part de charge attribuée au noyau 4) ;

– la poutre 1/4 est une poutre de transmission.

3.2.4.2 Recevoir la charge initiale sur une poutre-bouclier

Elle répartira ensuite cette charge au prorata sur les différents noyaux : cette solution est très courante dans les immeubles dotés de nombreux planchers peu espacés les uns des autres comme le sont les immeubles d'habitation, de bureaux, d'enseignement, de soins et autres. Une appellation courante parle d'un système avec « nez de plancher » ou « poutre au vent ».

Dans le cas du vent, ce sont les façades qui reçoivent la pression ; ces façades sont accrochées au nez des planchers soit directement soit par l'intermédiaire de biellettes ou d'amortisseurs, notamment dans le cas des parois vitrées ; le plancher de conception homogène travaillant indifféremment en 2D transmet aux noyaux leurs parts de charge par l'intermédiaire de poutres apparentes ou noyées, souvent selon les distances à parcourir entre la façade et le noyau.

Si ces planchers sont d'inertie inadaptée aux pressions qu'ils ont à transmettre, ce qui est souvent le cas pour les immeubles d'habitation où les dalles sont relativement peu épaisses (16 à 18 cm) en raison de faibles

https://www.GCAlgerie.com/

surcharges d'occupation, les pressions du vent sont alors reçues sur une « poutre au vent » qui fait souvent aussi office de ceinture, et qui se présente généralement comme une bêche périphérique (voir *Les structures-poids*, chapitre 3) ; l'architecture a exploité plastiquement cette bêche en en faisant un « bandeau » et parfois la balustrade des balcons ou du moins sa base, construits en continu tout autour de l'édifice.

Il n'est pas nécessaire de développer plus avant les approches conceptuelles des noyaux au niveau de leurs valeurs de rigidité, cela rejoindrait ce qui a précédemment été expliqué ; toutefois, il reste important de comprendre que la rigidité des planchers de transmission permet que tous les noyaux reçoivent quasi simultanément leurs parts de charge, ce qui participe à l'homogénéisation du mode vibratoire de l'édifice.

S'il s'agit de charges sismiques, le principe est analogue : c'est aussi le rôle des poutres de liaison des têtes de pieux ou de puits, qui ne sont pas seulement de simple longrines ; les poutres 1, 2, 3 sont des poutres de distribution des charges sismiques sur les trois noyaux au prorata des capacités de dissipation de chacun ; les autres poutres sont des poutres secondaires de portance qui ont aussi pour fonction de remonter la part résiduelle de la charge sismique (non prise par les noyaux) dans les poteaux et les murs, ceux-ci ayant pour rôle ensuite de la ramener dans la superstructure des noyaux, exploitant le principe du retard de réaction.

Corollaire

Les noyaux prennent la fonction des porteurs de l'édifice. Cette disposition semble d'évidence et est entendue comme telle par la plupart des concepteurs. Leur rôle premier est de répartir les charges quelles qu'en soient leurs provenances de façon à ce que l'édifice ait un comportement réactif homogène, condition essentielle de sa stabilité. La phase ultime de prise en charge et de dissipation de l'énergie est d'en accompagner la valeur résiduelle aux fondations d'abord, au sol porteur ensuite.

Il devient quasi évident que, si ces noyaux doivent prendre en charge l'absorption et la dissipation d'une grande part de l'énergie, ils doivent être directement en contact avec elle et, de ce fait, deviennent les organes porteurs principaux de l'ouvrage ; ceci est une des conceptions du rôle corollaire des noyaux et elle est née avec l'architecture de béton, d'acier et de bois.

Lorsque la pierre ou les moellons étaient majoritairement utilisés pour la construction des édifices de volumétrie importante (de tous les édifices d'une façon générale), les murs étaient porteurs, qu'ils soient gouttereaux, de pignons ou de refends. La présence d'un pilier relevait plus d'une nécessité architecturale de partition des espaces que de la vision structurelle globale de l'ouvrage, à moins qu'il ne s'agisse d'un relais de portage : les structures-poids. Le concept de noyau dans cette vision de la structure est d'abord celui d'un équilibre des partitions des espaces tout en assurant un rôle de raidisseur mécanique : ils reçoivent généralement les cages d'escalier et les halls d'entrée ; cette idée a été développée précédemment avec la conception des immeubles d'habitation du type des grands collectifs et des bureaux locatifs des années 1960-1970, reprenant le même principe du noyau raidisseur mais non porteur.

L'idée est ensuite venue de cumuler les deux fonctions de répartition des charges mécaniques et de portage de l'ouvrage, en un seul objet : le noyau.

Cette idée s'était rapidement imposée pour les immeubles de grande hauteur, sachant que les premiers dissociaient les deux fonctions : les planchers étaient portés par les poteaux et la fonction de raidisseur (absorption et dissipation de l'énergie) était majoritairement assurée par le noyau.

L'architecture récente et contemporaine vient d'adopter ce cumul de fonction dont il peut être présenté quelques résolutions. Les exigences de stabilité seront développées dans la prochaine section.

Deux noyaux identiques

Cette disposition impose que chacun prenne la même part de stabilité de l'ouvrage, plus pragmatiquement la même charge, de préférence aux mêmes altimétries et avec les mêmes surfaces de planchers : un bâtiment très symétrique ; le noyau le plus exposé aux charges du vent ou aux charges sismiques sert de bouclier et pourra présenter un niveau de raideur différent de l'autre, selon le choix qui sera fait d'une retransmission immédiate ou différée de la part de charge impartie à l'autre noyau.

Deux noyaux différents mais axés sur les planchers ou les volumes

Cette disposition varie peu de la précédente, sinon que le noyau–bouclier doit prendre en charge la plus grande partie de l'énergie (et dans ce cas il doit être peu rigide) et transmettre la part résiduelle à l'autre noyau ; pour que l'édifice conserve une homogénéité de comportement, le second noyau, plus petit, devra être relativement rigide afin de concilier le décalage de la réception de sa part d'énergie avec les vibrations du premier noyau ; si le cas était inverse, le plus petit noyau servant de noyau–bouclier, celui-ci devrait être très rigide de façon à transmettre rapidement au second noyau la plus grande part d'énergie et avoir un mouvement oscillatoire compatible.

Deux noyaux non axés sur une direction ou l'autre des planchers

Cette disposition complique nettement les exigences constructives ; en effet, se pose le problème du portage soit en porte-à-faux avec des moments de renversement dissymétriques, soit (ou/et) l'apport de poteaux de portage avec leurs propres inerties. Se pose également le problème d'un partage plus ou moins régulier des surfaces ou des volumes portés par l'un et l'autre des noyaux.

Trois noyaux identiques organisés selon les directions principales des planchers

Cette disposition impose que l'un des noyaux prenne la fonction de bouclier et transmette très rapidement les charges respectives imparties aux deux autres, afin de garder l'homogénéité de comportement de l'ensemble de l'ouvrage ; ce noyau devra alors être plus rigide que les deux autres.

Trois noyaux différents répartis aléatoirement

Les principes édictés précédemment ont des résolutions aux extrêmes puisque le noyau–bouclier doit être rigide s'il doit transmettre le plus rapidement possible les parts d'énergie imparties aux deux autres ; ce même noyau doit être plus souple s'il doit dissiper une grande part de l'énergie à lui seul, afin d'utiliser le délai de transmission pour mettre son système oscillatoire en mouvement, lequel sera plus long que celui des autres moins importants, ceux-ci par contre devant être relativement rigides ; à ces choix viennent se greffer les options de portage par les noyaux : porte-à-faux ? poteaux-relais ? porte-à-faux et poteaux-relais ?

Il est toujours possible de décliner à l'infini des hypothèses théoriques, l'essentiel étant de comprendre comment, avec quelle importance et avec quelle vitesse doivent s'absorber les charges, comment elles doivent se transmettre et comment elles doivent se dissiper, afin que l'édifice ait un comportement vibratoire homogène. Les quelques scénarios présentés précédemment dans le cas de noyau–bouclier peuvent se construire de la même façon à partir de poutre–bouclier.

3.3 STABILITÉ GÉNÉRALE DU SYSTÈME

Pour assurer la stabilité d'un édifice à portiques et noyaux, sont à respecter les règles suivantes :

- les noyaux sont les éléments de concentration des efforts reçus et transmis par les poutres et les planchers des portiques ;
- ils ont à absorber une grande partie des charges transmises, à en dissiper la majeure partie de l'énergie avant d'en conduire la valeur résiduelle aux fondations ;
- les noyaux sont aussi des éléments porteurs de tout ou partie de l'édifice ;
- ils sont enfin les organes principaux de la stabilité horizontale et verticale, et ont à assurer l'homogénéité du comportement de l'ouvrage.

3.3.1 FONCTIONNEMENT ET CONCEPTION DES NOYAUX

La section précédente énumère différentes traductions qui peuvent être données à la conception d'un noyau. Sans prétendre à l'exhaustivité, cette présentation laisse entendre une certaine complexité tant du point de vue de l'invention constructive que de la lecture architecturale qui peut en être faite. Par souci de simplification, le fonctionnement des noyaux peut être

présenté selon les quatre aspects suivants, des traductions pouvant les conclure :

- principe de stabilité sous effort dynamique ;
- gestion des raideurs ;
- réaction d'un noyau aux sollicitations dynamiques ;
- images d'un portique à un seul noyau.

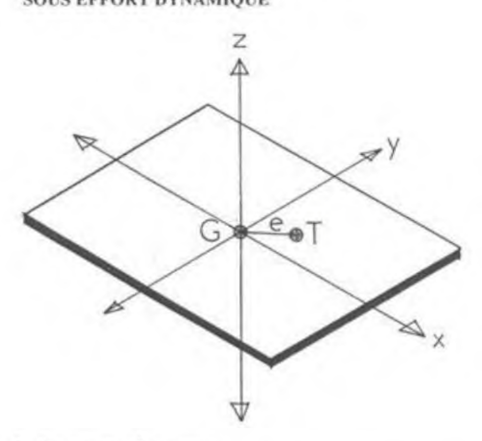
3.3.1.1 Principe de stabilité sous effort dynamique par la recherche des plans d'équilibre

Un plan (un plancher) a un barycentre des masses (G) et un barycentre des torsions (T). Ces deux points sont distants d'une longueur (*e*) dénommée l'excentricité (Fig. 3.14a). Pour éviter un fonctionnement dynamique utilisant *e* comme bras de levier, il est souhaitable que la distance *e* soit nulle ou au moins réduite au minimum, c'est-à-dire que G et T essaient de se superposer.

Figure 3.14 Organisation géométrique et mécanique de la stabilité d'un volume creux.

(a)

PRINCIPE DE STABILITE D'UN PLAN SOUS EFFORT DYNAMIQUE



G Barycentre des masses
S'il s'agit d'un plan constitué d'un matériau unique dont l'épaisseur est faible et constante, le barycentre des masses (mécanique) et le centre de gravité (géométrique) sont confondus

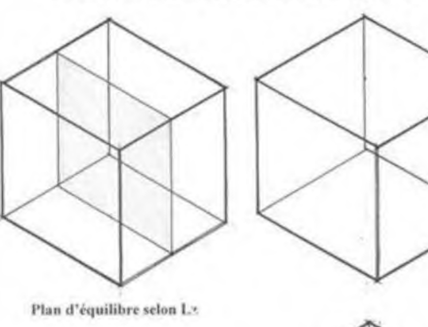
T Barycentre des torsions

***e* Excentricité : distance entre G et T**

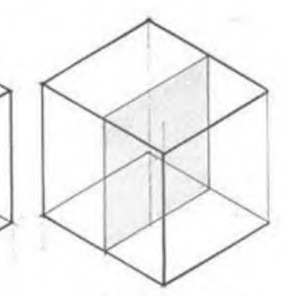
(b)

PRINCIPE DE STABILITE D'UN VOLUME SOUS EFFORT DYNAMIQUE

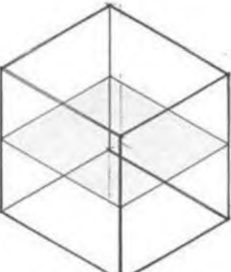
1- Détermination du barycentre des masses : autant de poids de part et d'autre de chacun des plans selon Lx, Ly et Lz



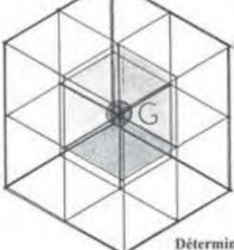
Plan d'équilibre selon Lz



Plan d'équilibre selon Ly



Plan d'équilibre selon Lx



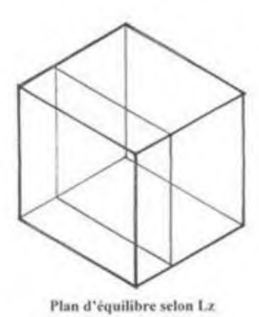
Détermination de G à l'intersection des trois plans Lx, Ly, Lz

Un volume (un bâtiment et en l'occurrence un noyau) a un centre de gravité géométrique et un barycentre des masses (G) qui se trouve à l'intersection des deux plans verticaux et du plan horizontal. Chaque plan partage le volume en deux masses égales selon sa direction (Fig. 3.14b). Le barycentre des masses n'est pas nécessairement matérialisé, c'est-à-dire situé sur un plancher, une poutre ou à l'intersection de deux ou de trois porteurs. Ce même volume a un centre de torsion (T) qui se trouve à l'intersection des deux plans verticaux et du plan horizontal de torsion dans chacune des trois directions (Fig. 3.14c). La torsion s'effectuant dans la matière, le point T se trouve dans un plancher (ou une poutre, parfois dans un mur ou un poteau). La distance entre ces deux points G et T est l'excentricité *e* (Fig. 3.14d). Comme pour le plan, sous une sollicitation dynamique et pour éviter que l'excentricité serve de bras de levier, il est souhaitable que sa longueur soit réduite au minimum, c'est-à-dire que G et T soient les plus proches possibles.

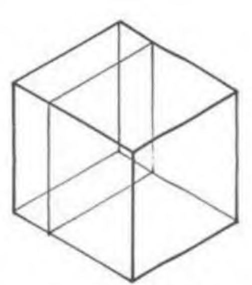
Figure 3.14 (suite)

(c)

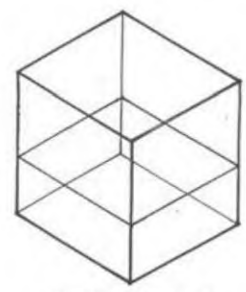
2- Détermination du centre de torsion T : le barycentre des torsions

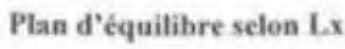


Plan d'équilibre selon Lz

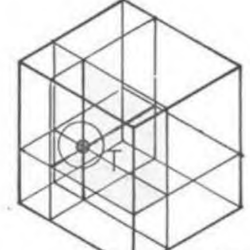


Plan d'équilibre selon Ly





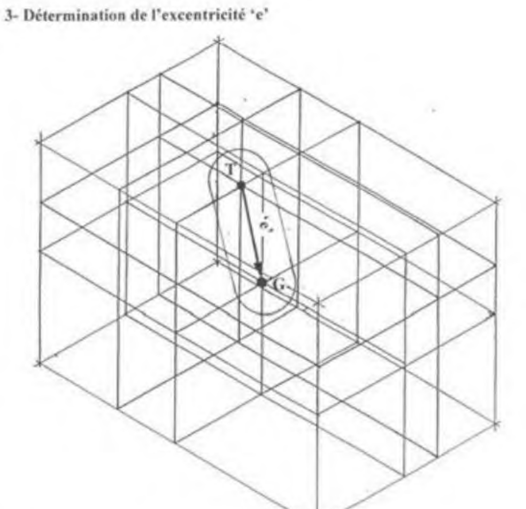
Plan d'équilibre selon Lx



Détermination de T à l'intersection des trois plans Lx, Ly, Lz

(d)

3- Détermination de l'excentricité 'e'



G Centre de gravité, barycentre des masses - Expression géométrique
T Centre de torsion, barycentre des torsions - Expression dans la matière
e Excentricité, distance de T à G – Objectif : réduire l'excentricité

Par ailleurs, une sollicitation dynamique entraîne un mouvement oscillatoire *dx* et donc un déplacement de G vers G´ (Fig. 3.15a), tout comme d'ailleurs de T vers T´. L'équilibre est alors assuré par « la gestion des raideurs » dont il sera question dans la prochaine section.

Rappelons que le barycentre des torsions T se situe sur un plan matérialisé dont peut décider l'architecte (Fig. 3.15b), alors que le barycentre des masses est un point géométriquement souvent virtuel et donc qui n'a pas *a priori* de matérialité. La meilleure façon d'assurer l'équilibre est, d'une part, d'amener le point G sur le plan de torsion (un plancher) porteur du point T et, d'autre part, de réduire au maximum l'excentricité *e* (Fig. 3.15c). Cette disposition est relativement aisée dans le cas d'immeubles ayant des planchers régulièrement espacés comme le sont les logements de toutes sortes, les bureaux, les établissements de formation ou de santé.

En revanche, la fonction d'usage de certains bâtiments impose des vides importants, voire un rythme de planchers irréguliers. Il devient alors difficile de mettre G et T sur le même plan et, par voie de conséquence, de réduire l'excentricité par le seul jeu du rééquilibrage des poids. Une solution est de mettre en tension l'excentricité. Ceci signifie qu'il faille « tirer » sur G et sur T pour les rapprocher, ce qui peut évidemment se faire en matérialisant ces deux points qui, tout en restant définis par leurs plans respectifs, vont être reliés par une barre de tension. L'architecture *high-tech* a exploité cette solution (Fig. 3.16a).

De façon plus simple, la méthode courante de rééquilibrage se limite à la gestion des masses (Fig. 3.16b). Le premier dessin (en haut à gauche) est celui d'un immeuble ou d'un noyau avec six niveaux réguliers et une couverture : le plan barycentrique horizontal des masses (G) se trouve géométriquement hors de tout plancher tandis que l'architecte a fixé le plan barycentrique horizontal des torsions sur le plancher immédiatement au-dessus ; le rééquilibrage, c'est-à-dire la coïncidence des deux plans, peut se faire en remontant le plan G, c'est-à-dire en apportant un peu plus de poids dans la partie supérieure du bâtiment. Le second dessin (en bas à gauche) schématise la gestion des masses verticalement pour essayer de rapprocher G et T, c'est-à-dire de diminuer la valeur de l'excentricité : le pointillé est le plan de torsion vertical dans une direction donnée ; le pointillé (G) est le plan barycentrique des masses verticalement dans la même direction ; ce plan est brisé en bas et en haut ; le rééquilibrage peut se faire en allongeant la toiture sur la droite (toiture déjà décidée en conclusion du dessin au-dessus), et en rajoutant un balcon au premier niveau, éventuellement en chargeant les balcons (serre, brise-soleil, moucharabieh…) ; dans ce second cas, c'est l'axe T qui va se déplacer sur celui de G.

https://www.GCAlgerie.com/

(a)

4- Rappel du comportement du plan barycentrique des masses dans le sens de la moindre inertie de l'édifice



- **dx** **Oscillation maximale du noyau**
- **G** **Barycentre des masses en position statique**
- **G'** **Barycentre des masses en position dynamique**

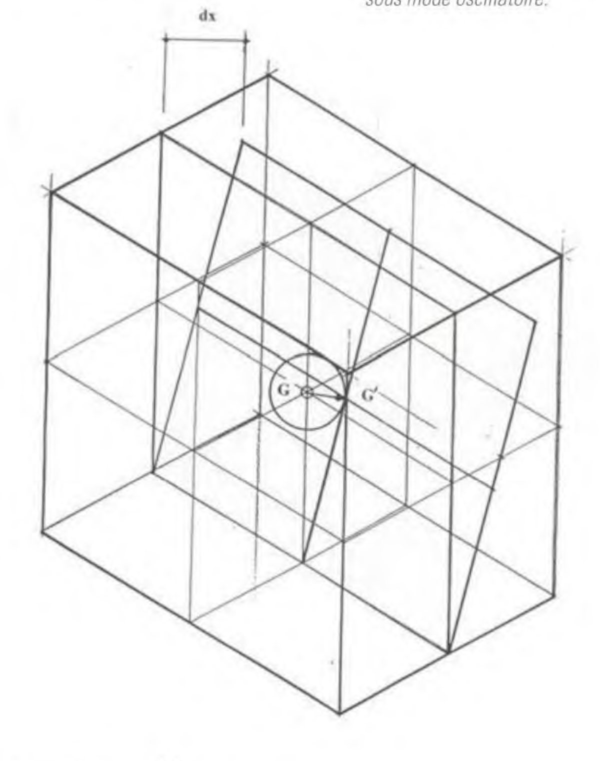
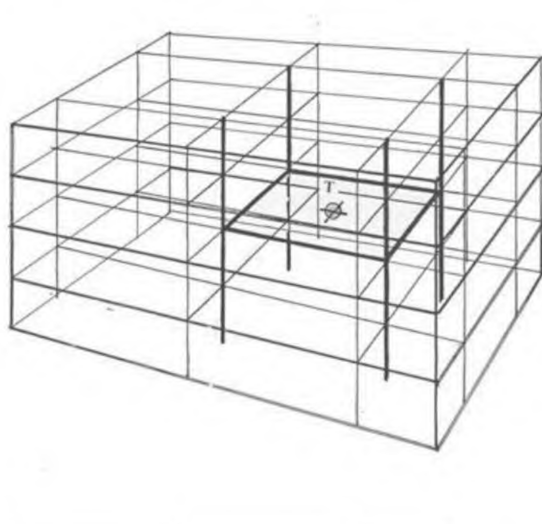


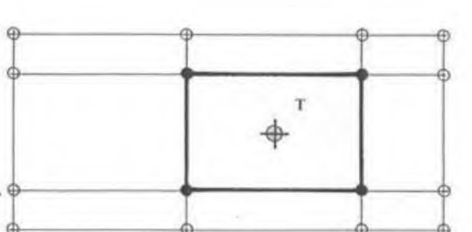
Figure 3.15 Organisation géométrique et mécanique de la stabilité d'un volume creux sous mode oscillatoire.

(b)

5- Le point T, barycentre des torsions se situe dans la matière (plancher, poutre ou croisement de porteurs)

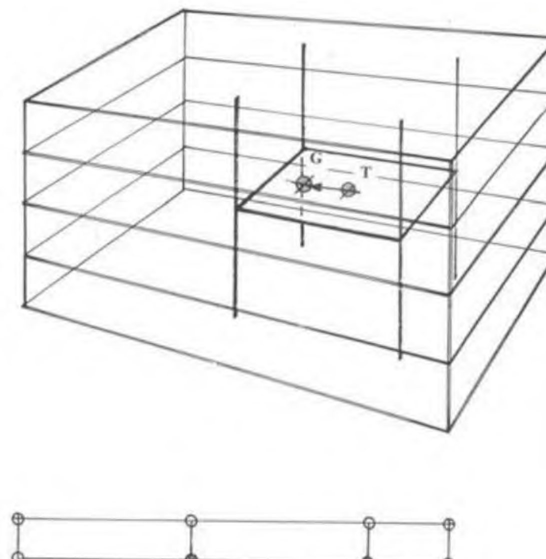
- Le point T est prédéterminé par le concepteur dans le cas de bâtiments neufs

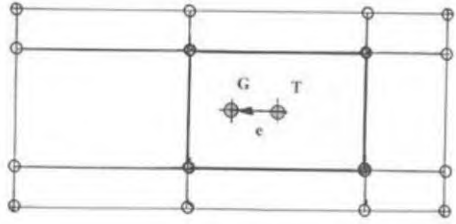




(c)

6- La conception de l'équilibre consiste à amener le point G sur le plan de torsion horizontal du noyau, c'est à dire à avoir autant de masse au-dessus qu'au-dessous

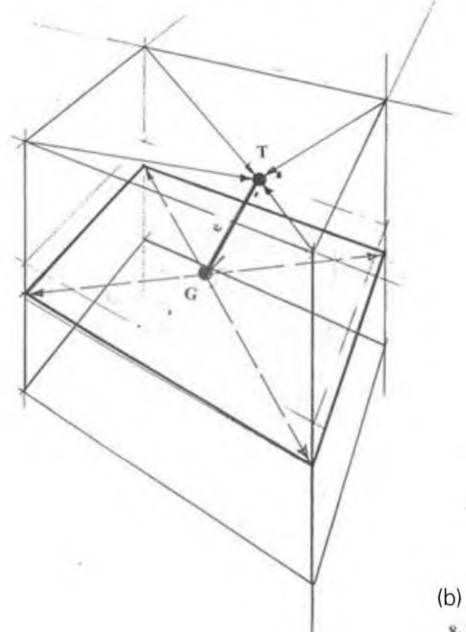


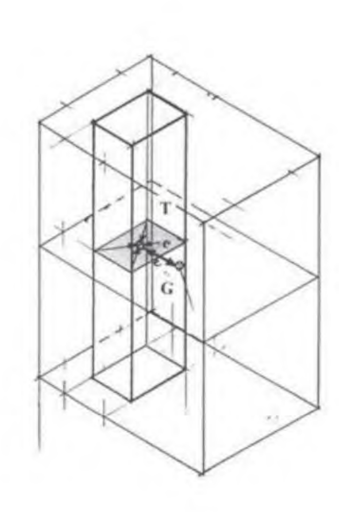


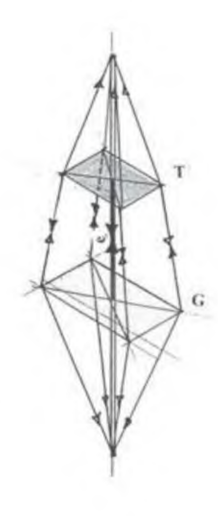
https://www.GCAlgerie.com/

(a)

7- La dernière étape de conception consiste à réduire l'excentricité 'e', c'est à dire à essayer de faire coïncider le barycentre des masses, G, avec celui des torsions T



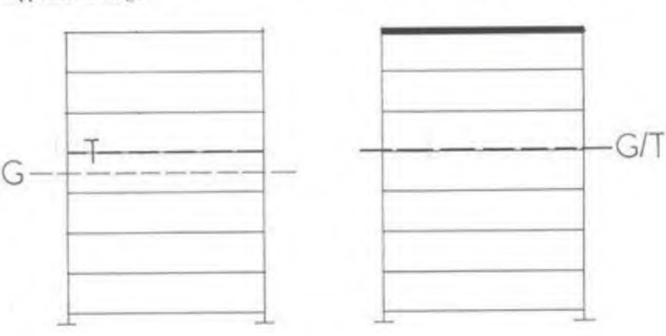




(b)

8- Méthode : faire coïncider plan par plan, les barycentres des masses avec ceux des torsions

- La plan horizontal barycentrique des masses (G) doit être remonté sur le plan barycentrique des torsions (T), ce qui nécessite d'augmenter le poids au-dessus du plan initial G : par exemple, transformer un toit terrasse ou une charpente en plancher habitable. Le contraire peut aussi être envisagé ce qui reviendrait éventuellement à supprimer un étage.



- Les plans verticaux barycentriques des masses doivent se rapprocher de l'axe vertical de torsion, ce qui demande par exemple de transformer la charpente en plancher habitable, de faire une casquette, de rajouter un balcon au rez de chaussée, et autres solutions.

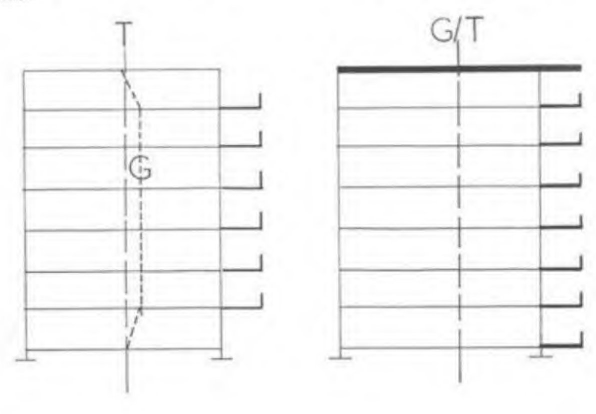


 Figure 3.16

La figure 3.16c présente une situation volontairement exagérée. Elle consiste à réajuster les masses des planchers de façon à faire coïncider horizontalement les plans de G et T ; elle consiste ensuite à rendre plus vertical le plan barycentrique des masses G (en tiretés) afin qu'il s'approche de celui des torsions T. Pour cela, il faut d'une part modifier un peu la position des planchers et d'autre part descendre le plan G sur le plan T, en supprimant du plancher au 6e niveau et en rajoutant du plancher au 4e niveau.

3.3.1.2 Gestion des raideurs par les contreventements et l'inertie du noyau

Une deuxième façon d'assurer l'équilibre est d'en appeler à la souplesse tant de la structure même qu'à l'élasticité des matériaux dont elle est constituée. Cette recherche a permis d'édifier certains ouvrages de l'Antiquité tels que les temples ou les ponts-canaux sur les aqueducs romains, tout comme elle a permis les cathédrales gothiques ou les structures en bois au Japon. La découverte de matériaux à forte élasticité tels que le fer, l'acier,

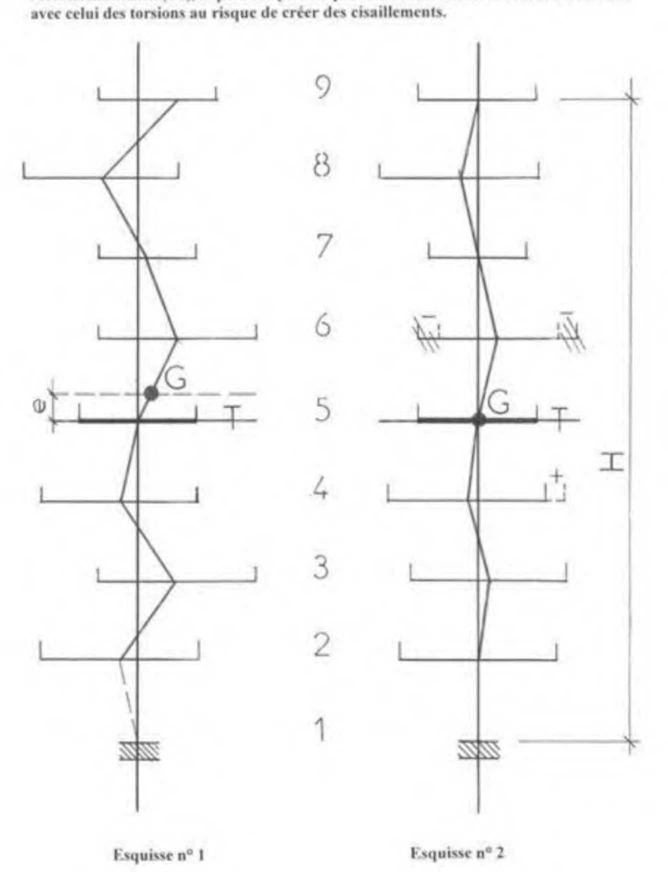


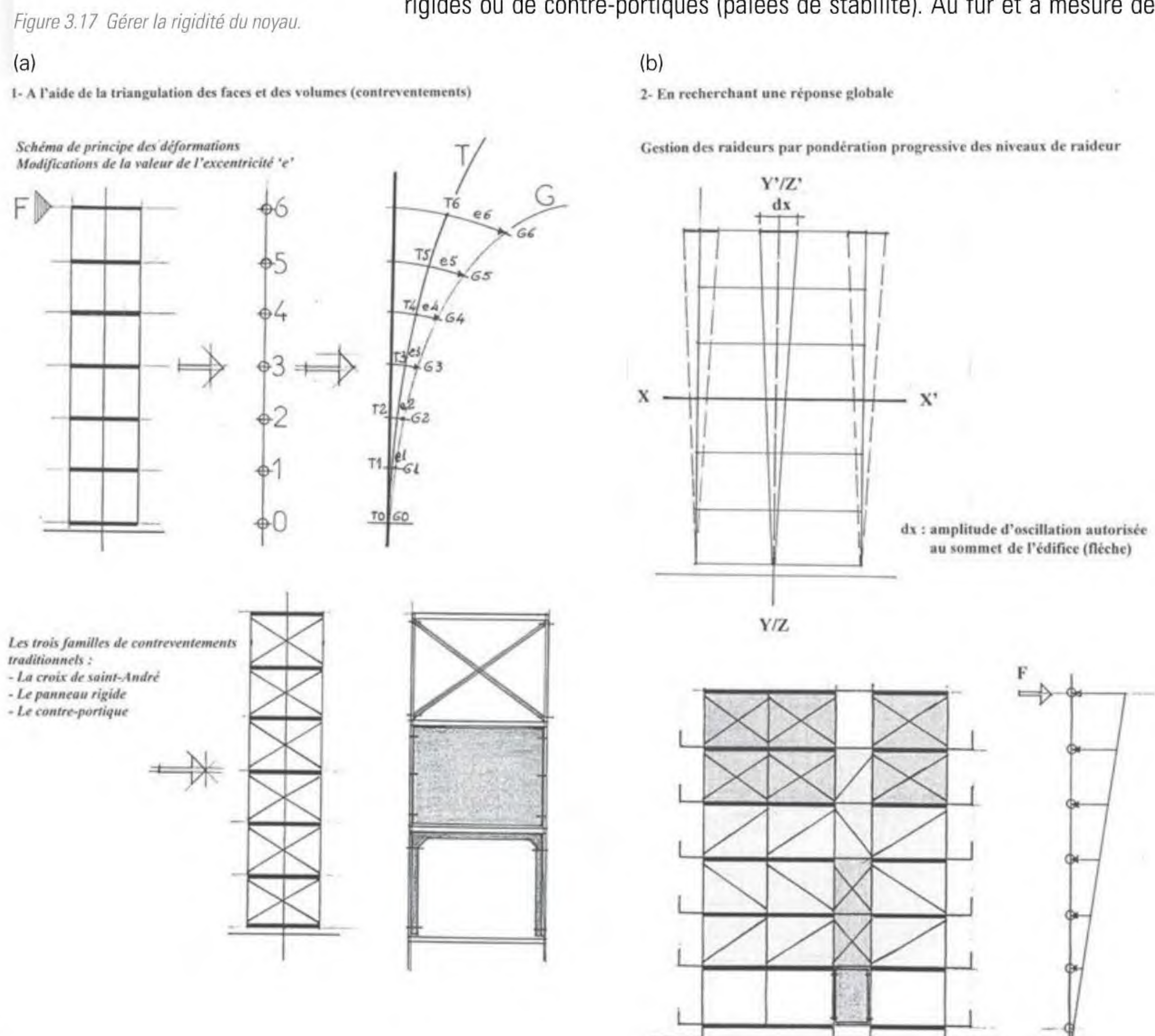
Figure 3.16 (suite)

le béton armé, les lamellés-collés et d'autres plus composites, a apporté une performance supplémentaire aux savoirs expérimentés de longue date. Sont alors devenues possibles les tours américaines d'abord, celles de l'Europe ensuite, et maintenant celles des émirats et de l'Asie.

Le dessin en haut de la figure 3.17a montre un immeuble modélisé, sur lequel s'applique une force horizontale. À chaque niveau de plancher se produit une oscillation proportionnelle à sa hauteur et à son élasticité. De façon théorique, les excentricités sont susceptibles de s'allonger avec l'altitude. Cette situation n'est pas acceptable sans risque d'éclatement des planchers. Il convient donc de raidir l'ouvrage afin de diminuer l'amplitude des oscillations jusqu'à une valeur acceptable du point de vue du confort comme de celui de la réglementation.

Le dessin en bas de figure 3.17a rappelle les différents modes principaux de contreventement des plans, à l'aide de croix de saint André, de panneaux rigides ou de contre-portiques (palées de stabilité). Au fur et à mesure de

Figure 3.17 Gérer la rigidité du noyau.



son élévation, un bâtiment a besoin de voir son élasticité maîtrisée et une solution est de renforcer progressivement la rigidité (Fig. 3.17b).

En revanche, si le matériau utilisé pour construire le noyau présente naturellement une élasticité un peu faible au regard du niveau de la rigidité nécessaire à l'homogénéité du comportement de l'édifice, c'est le contraire auquel il sera recouru. Plus l'édifice va s'élever et plus il faudra lui donner de la souplesse, sans pour autant changer de matériau. L'exemple de la tour Montparnasse à Paris en est une application qui montre une diminution progressive de la section, c'est-à-dire de l'inertie.

3.3.1.3 Gestion des raideurs par l'harmonisation des contreventements et de la position des anneaux de serrage

La présentation qui suit est plus largement développée dans une publication spécialisée sur le comportement des immeubles aux charges sismiques*. Trois schémas élémentaires vont résumer l'ensemble des observations.

** La démarche de calculs est exposée dans* Risque sismique et patrimoine bâti, *même auteur, même éditeur.*

• Fig. 3.18-1 — Rappelons qu'un bâtiment peut être considéré comme une console encastrée en pied et libre en tête. Les observations faites sur maquettes sous charges dynamiques horizontales ont permis d'établir qu'un immeuble pouvait être soumis à huit types de déformations que sont la flexion, le glissement, le basculement, le cisaillement, le flambage, la mise en rotule, la torsion et la vibration. Il s'agit là de modes élémentaires qui sont du reste largement explorés par la résistance des structures et celle des matériaux.

• Fig. 3.18-2 — C'est évidemment le dernier croquis de l'image 3.18-1 qui nous intéresse puisqu'il est le résultat recherché d'un système vibratoire amorti ou non. Obtenir d'un immeuble, et en particulier de son noyau dans le cas présent, un balancement métronomique n'est pas un acquis.

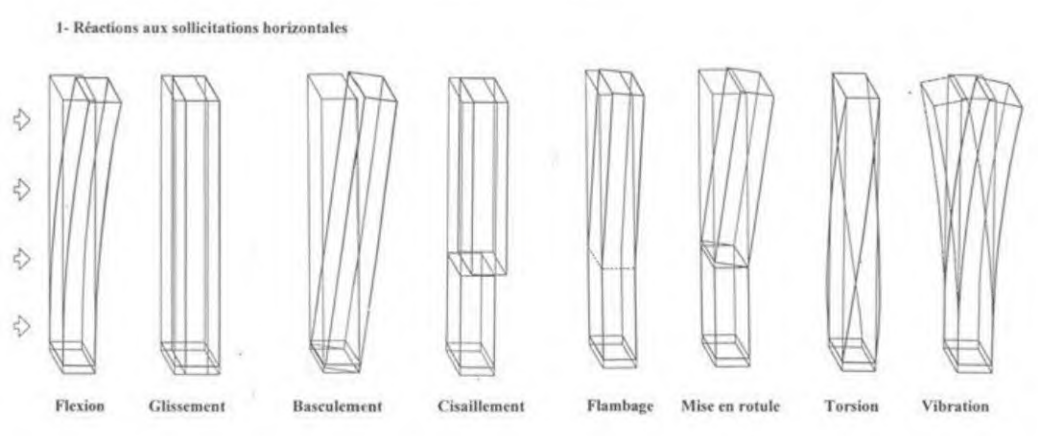
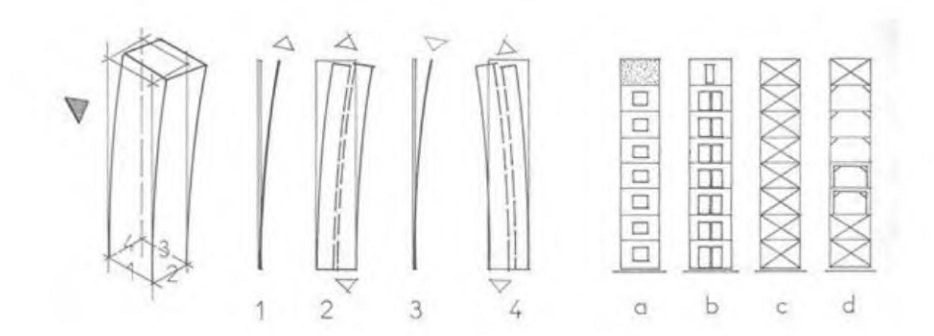


Figure 3.18-1

Figure 3.18-2 **



La démarche impose le respect d'un certain nombre de règles antérieurement évoquées et dont il sera fait état plus avant sous un autre regard porteur d'une architecture très spécifique, et notamment celle des IGH les plus récents.

La première image (à gauche) représente un noyau isolé, à quatre faces (1, 2, 3, 4) soumis sur 1 à une charge dynamique horizontale. La face 1 réagit en se cintrant vers la droite à l'opposé de la charge. Son comportement est assimilable à une mise en tension ; la face 3 aura le comportement exactement inverse, assimilable à une mise en compression. Quant aux faces 2 et 4, elles vont se déformer de deux façons différentes ; leurs parties les plus proches de la face 1 vont s'étirer, tandis que celles les plus proches de la face 3 vont se comprimer. La frontière entre ces deux comportements est soumise au cisaillement dont les effets en zone à forte sollicitation seraient une grande fissure verticale. Toutefois, s'il existe des ceintures à chaque niveau, suffisamment résistantes, cette fissure pourra se traduire par des pointillés, ou au pire par la formation d'un X. Dans tous les cas, le noyau ne pourra plus osciller, la fissure ayant fait office de fusible, ce qui va le condamner à l'effondrement.

Pour éviter cette conséquence irréparable, il faut donner plus de souplesse aux faces 2 et 4. Les calculs déterminent quelle est la rigidité K que doit avoir le noyau et comment celle-ci se répartit niveau par niveau*. L'expression *« gérer les raideurs »* a déjà été citée à ce sujet. Les croquis a, b, c, d donnent des exemples soit avec du béton (a, b), soit avec du métal (c, d). Dans le cas a, c'est aux linteaux et aux allèges des percements qu'est confiée la résistance au cisaillement (plus faible inertie que les montants) ; le cas b est d'autant plus fréquent que les architectes auront mis dans le noyau les escaliers, ascenseurs et autres fileries et tuyauteries, autant d'ouvrages auxquels il faut accéder par une porte. Il restera donc les linteaux pour gérer les cisaillements. Les deux cas précédents font état de percements réguliers sur toute la hauteur, sauf au sommet afin d'introduire un complément de raideur. Il en est de même pour le cas c exprimé par des croix de saint André. Or, la déformation d'une console suit une parabole dont la formule est dotée d'une constante ($y^2 = 2p{\cdot}x$, soit $2p = y^2/x$). Quand l'altitude augmente, l'amplitude diminue ; il faut donc introduire de la souplesse, ce

** La démarche de calculs est exposée dans* Risque sismique et patrimoine bâti, *même auteur, même éditeur.*

** Les schémas présentés sur les figures 3.18-2, -3 et -4 sont extraits d'expériences menées par l'auteur dans le cadre du DSA – Architecture et risques majeurs, entre 2003 et 2012.

qui se fait comme déjà expliqué en diminuant progressivement la valeur de *y* et en rajoutant de la souplesse. L'image d schématise ce rajout de souplesse en diminuant la rigidité, c'est-à-dire les contreventements.

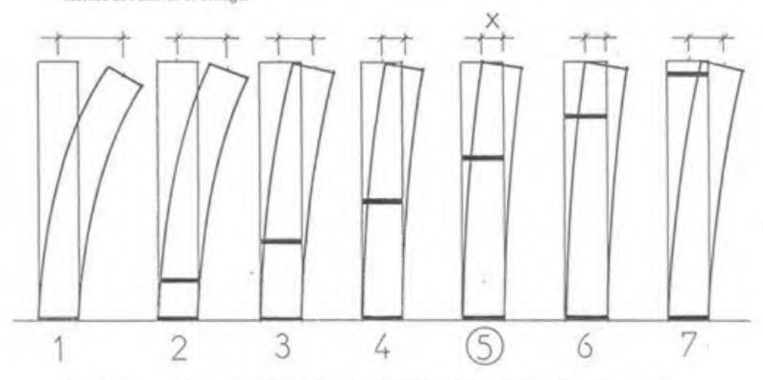
• Fig. 3.18-3 — Les dessins qui sont exprimés dans cette figure sont la suite logique de ce qui vient d'être dit : comment donner un peu plus de souplesse avec l'altitude et comment la maîtriser afin de n'avoir au sommet que l'amplitude autorisée par le programme ? Il est une expérience bien connue des étudiants en formation spécifique aux risques sismiques, qui consiste à faire glisser un anneau de serrage sur la maquette d'un immeuble, manipulation qui convient tout aussi bien au noyau. La première série de croquis se contente d'un seul anneau qui va être progressivement installé à chaque niveau de plancher, la pression dynamique horizontale restant constante. Il est observé que l'amplitude sommitale de l'oscillation est minimale en position 5. Une deuxième expérience introduit juste au-dessus de la base de l'ouvrage un autre anneau de serrage qui restera en position constante.

Figure 3.18-3 **

3- Variations de la répartition des ceintures de raidissement et observation du comportement du noyau sous l'action d'une charge dynamique horizontale

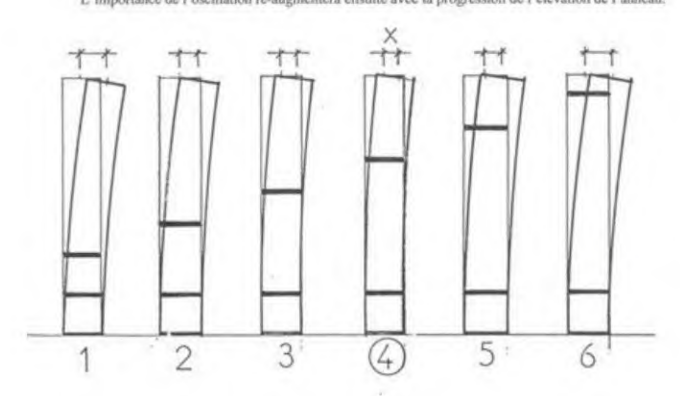
Cas où il n'existe qu'un seul niveau de pincement

Il est observé que l'amplitude de déformation au sommet est la plus faible dans le modèle expérimental n° 5 ; ensuite, cette amplitude va reprendre de l'importance au fur et à mesure de la montée de l'anneau de serrage.



Cas où un anneau de serrage a été installé en bas de l'édifice de façon fixe tandis qu'un second anneau va progressivement monter.

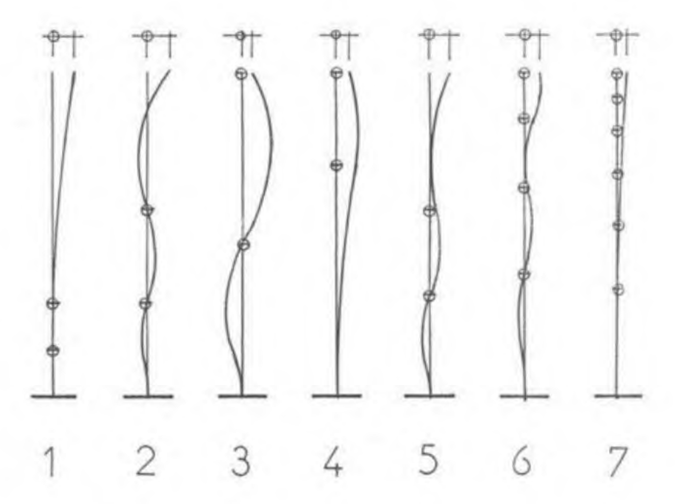
En comparant les amplitudes au sommet des différents modèles avec le scénario précédent, il est observé que celles-ci sont nettement moindres. En revanche et de la même façon arrive un moment (modèle n° 4) où la position de l'anneau mobile réduit au minium l'amplitude sommitale.
L'importance de l'oscillation ré-augmentera ensuite avec la progression de l'élévation de l'anneau.



Comme précédemment, le premier anneau est glissé progressivement vers le haut et il est observé que l'amplitude des oscillations est minimale en position 4. Cette seconde expérience consiste en réalité à diminuer la hauteur souple de l'immeuble en remontant l'encastrement, initialement en sol, sur un niveau supérieur. Ceci explique la diminution de l'amplitude sommitale.

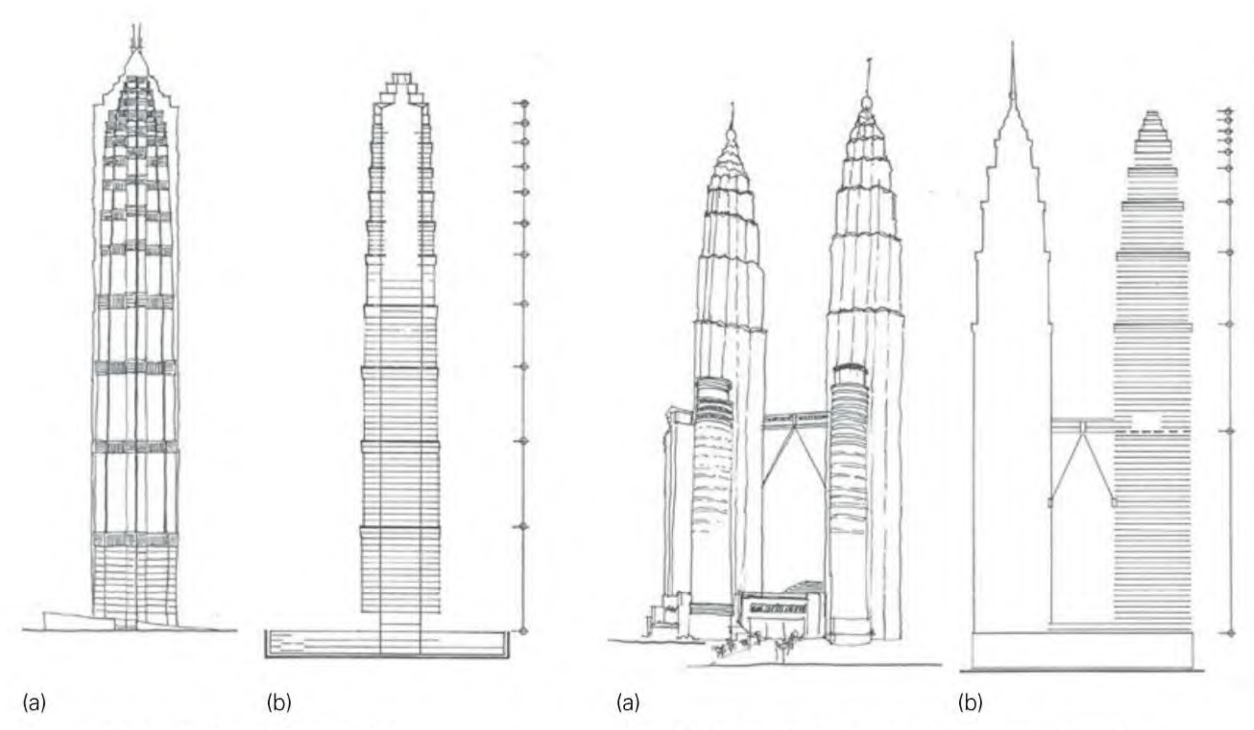
• Fig. 3.18-4 — Le comportement des bâtiments n'est en réalité pas aussi simple et pour comprendre ce qui se passe il faut imaginer ou expérimenter la manipulation suivante : chacun a observé dans la nature le comportement d'un serpent ; prenez simultanément entre vos doigts sa tête et sa queue. Pour se libérer, son corps va accuser de fortes amplitudes ; pincez-lui le corps au milieu et vous allez créer un nœud de sinusoïde, limitant considérablement l'importance des amplitudes. Toutefois, l'énergie développée reste la même, ce qui en accélère la période. Continuez l'expérience en lui pinçant en plus le milieu des deux parties du corps de part et d'autre du nœud et vous observerez que les amplitudes diminuent encore et que parallèlement la période n'augmente pratiquement pas. Vous introduisez ainsi progressivement de la rigidité.

Figure 3.18-4 **



Les images 1, 2, 3, 4, 5 sont des instantanées d'une déformation oscillatoire globale asservie à des mouvements ondulatoires liés à la position de nœuds que sont des planchers ou des poutres indépendantes faisant ceinture. C'est ce comportement parasite qu'il convient de maîtriser afin de donner à l'édifice un mouvement oscillatoire homogène. Les images 6 et 7 laissent entendre que cette maîtrise passe par un positionnement des nœuds qui n'est pas aléatoire et qui renvoie à la conception de la Jin Mao Tower édifiée à Shanghai en 1997 par Skidmore, Owings & Merrill (Fig. 3.18-5) ou des Petronas Twin Towers de Cesar Pelli & Associates à Kuala Lumpur, la même

** Les schémas présentés sur les figures 3.18-2, -3 et -4 sont extraits d'expériences menées par l'auteur dans le cadre du DSA – Architecture et risques majeurs, entre 2003 et 2012.



(a) (b)

Figure 3.18-5 Jin Mao Tower, à Shanghai (Chine)

(a) (b)

Figure 3.18-6 Petronas Twin Towers, à Kuala Lumpur (Malaisie)

(D'après *Skyscraper*, E .Höweler, Thames & Hudson, Londres, 2003.)

année (Fig. 3.18-6), ou encore la Deutsche Post AG de Murphy & Jahn à Bonn en 2001 : plus l'altitude s'élève et plus la distance entre les nœuds se rapproche. Il s'agit de l'application de l'équation de la parabole précédemment rappelée où $2p = y^2/x$, y étant la hauteur cumulée d'un nœud depuis la base et x l'amplitude au droit de ce nœud.

Décider de l'emplacement des anneaux de serrage, c'est aussi décider des plans qui seront actifs dans la gestion des raideurs et de ceux qui ne le seront pas, leur présence n'étant liée qu'à la fonction d'usage. Par simplification et par souci de clarté, ceci revient à dire que les liaisons des planchers actifs avec les porteurs seront des encastrements, tandis que les autres seront des articulations.

S'agissant de planchers en général, les liaisons articulées avec le noyau ne sont pas compliquées à concevoir (voir *Les structures-poids*, chapitre 5). En revanche, les liaisons encastrées planchers/noyau vont être plus difficiles car avec l'altitude leurs degrés de liberté vont devoir être nuancés et plus particulièrement dans le sens vertical : en effet, le noyau accuse une déformation parabolique et non en arc de cercle.

Si la position des planchers actifs de plus en plus serrée avec l'altitude est un des atouts de la gestion des raideurs, les contreventements des plans ou la triangulation générale selon le choix retenu en sont un autre.

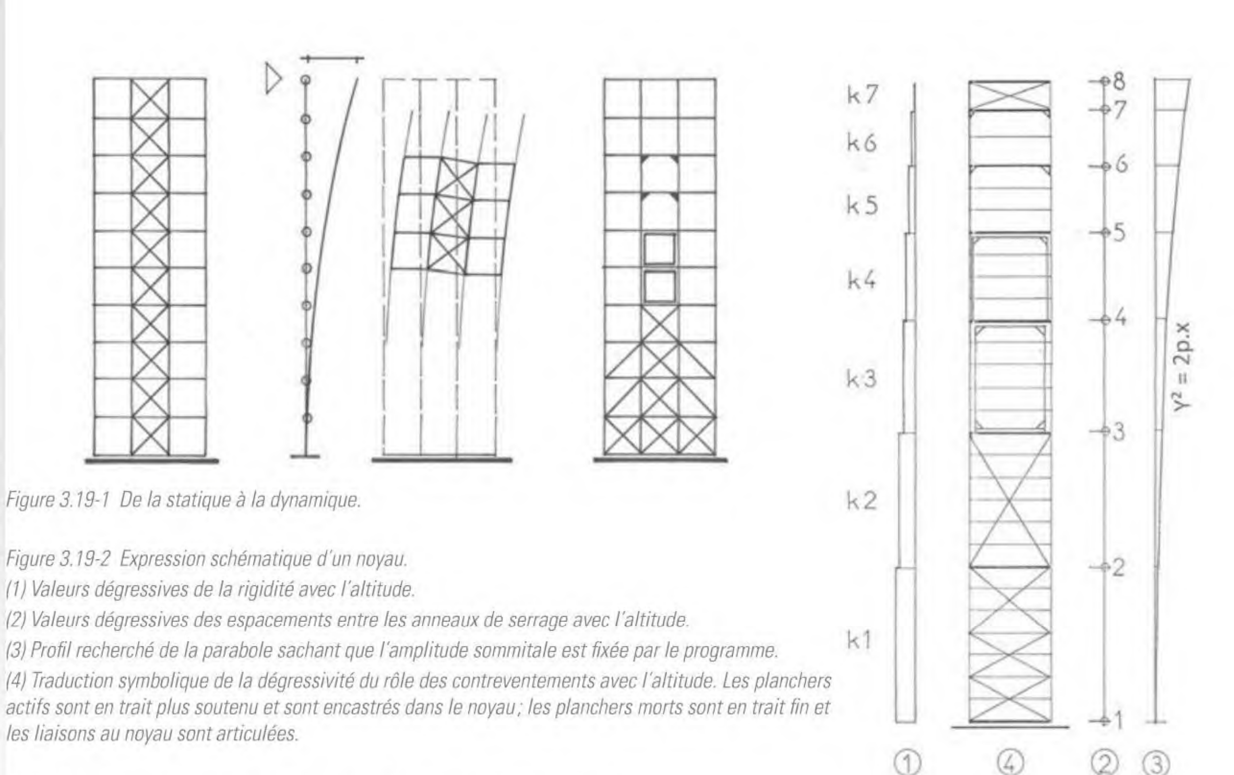


Figure 3.19-1 De la statique à la dynamique.

Figure 3.19-2 Expression schématique d'un noyau.
(1) Valeurs dégressives de la rigidité avec l'altitude.
(2) Valeurs dégressives des espacements entre les anneaux de serrage avec l'altitude.
(3) Profil recherché de la parabole sachant que l'amplitude sommitale est fixée par le programme.
(4) Traduction symbolique de la dégressivité du rôle des contreventements avec l'altitude. Les planchers actifs sont en trait plus soutenu et sont encastrés dans le noyau ; les planchers morts sont en trait fin et les liaisons au noyau sont articulées.

Figure 3.19 Vers une relecture de l'architecture dans un registre dynamique.

Le premier dessin de la figure 3.19-1 montre un contreventement vertical aligné, identique d'un niveau à l'autre, dans une proportion de 1/3, ce qui respecte les exigences de stabilité en statique. La bande centrale étant très rigide, les planchers vont devoir s'articuler sur elle de façon à coordonner leurs mouvements comme l'indique le deuxième croquis. En revanche, en dynamique, il va falloir équilibrer l'action du contreventement et celui du serrage progressif des planchers actifs. Cette action consiste d'abord à prolonger sur quelques niveaux l'encastrement de l'édifice en fondation, puis progressivement à donner de la souplesse en réduisant l'action raidisseuse des contreventements ou de la triangulation tandis qu'augmente l'effet raidisseur dû au serrage des planchers actifs (Fig. 3.19-2).

La figure 3.19-3 fait entrer la théorie précédente dans la traduction architecturale que nombre d'immeubles actuels de grande hauteur ont déjà adoptée. Ce qui suit n'est pas le scénario unique mais reste dans la logique du rôle des contreventements et du positionnement des plans barycentriques horizontaux des masses (G) et des torsions (T) présentés dans le premier chapitre de l'ouvrage *Risque sismique et patrimoine bâti* (du même auteur, Eyrolles, 2014) et au début du présent chapitre. La première image est totalement théorique et rejoint l'acteur essentiel de la stabilité des structures-poids, précisément le poids. Mais les portiques sont des structures légères. Elles peuvent être immobilisées par compression verticale en les tirant vers le sol, c'est-à-dire en les soumettant au risque de flambage. Dans ce cas, l'édifice va accuser un cintre qui pourra se prolonger dramatiquement par une mise

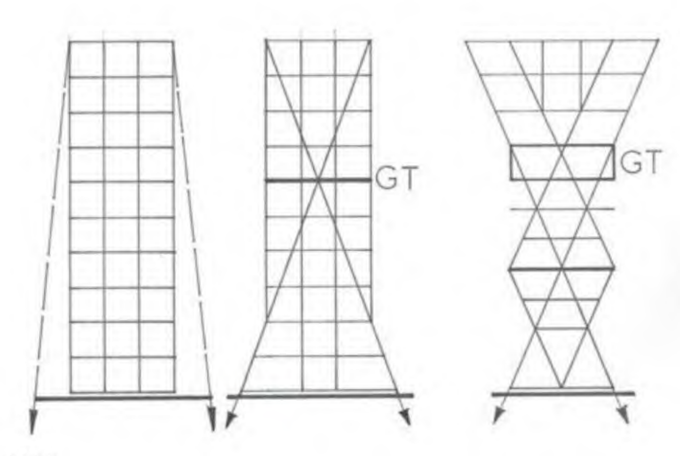


Figure 3.19-3

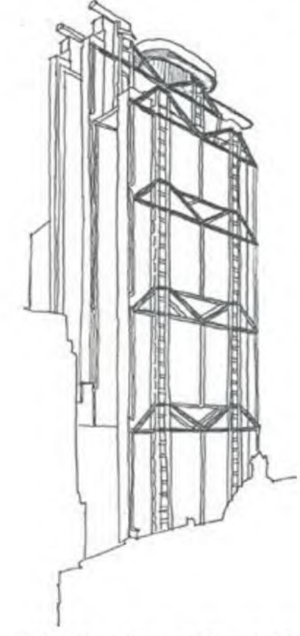


Figure 3.19-4 Hong Kong and Shanghai Bank Headquarters, à Hong Kong (Chine)

en rotule (rappel de la figure 3.18-1). La solution est donc de limiter le risque de cintrage en créant un nœud et, de la sorte, le cintre va se transformer en sinusoïde. Où se trouve ce nœud ? Sur le plan barycentrique horizontal des masses et des torsions. Bien entendu, un raisonnement analogue est à tenir pour les deux autres jeux de plans, ceux qui sont verticaux selon L*x* et selon L*y*.

Architecture ? L'image centrale de la figure 3.19-3 est une traduction déjà éprouvée de l'architecture. En effet, les porteurs sont toujours sur une trame verticale et le contrôle de leurs oscillations est géré en partie par le surajout de barres de tension qui font office de contreventement. Les planchers sont régulièrement espacés. En revanche, la troisième image fait entrer dans une autre dynamique de conception. Les porteurs servent aussi de contreventements. Le plancher GT précédent est devenu un niveau entier ; le sommet joue le rôle d'anneau de serrage, ce qui n'était pas le cas précédemment, tandis qu'en dessous de GT un autre anneau va devoir être installé en fonction de la hauteur de l'édifice ; il pourra l'être à propos d'un plancher, qui alors deviendra actif. Quant aux autres planchers, leur rôle sera très secondaire (planchers morts), limité à celui de ceinture. C'est l'organisation unique porteurs/contreventements qui permet de dessiner une autre architecture dont, par exemple, la proposition de Foster & Partners pour le concours du nouveau World Trade Center en 2003 peut donner une idée. Pour exemple, la mise en parallèle du Hong Kong and Shanghai Bank Headquarters de Foster & Partners édifié en 1985 (Fig. 3.19-4) et du Kingdom Centre de Ellerbe Becket à Riyad en 2003 (Fig. 3.19-5 et -6) laisse entendre deux lectures architecturales d'une même question, à la frange des deux dessins de la figure 3.19-3.

Le scénario porté par les figures 3.19 est l'aboutissement d'une conception de portiques de poutres ou de planchers et de noyaux, quand le noyau devient tout l'immeuble, ce qui est la base du renouvellement de l'architecture des IGH et dont les conséquences se feront sentir sur celle d'une expression plus quotidienne.

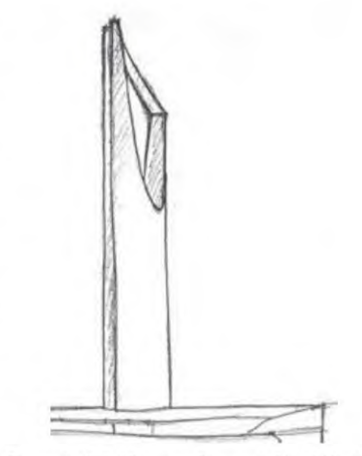
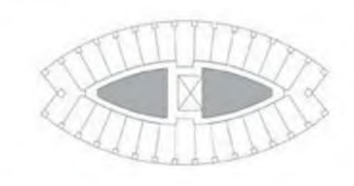


Figure 3.19-5 Kingdom Centre, à Riyad (Arabie saoudite)



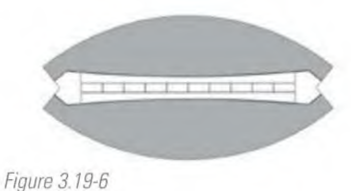


Figure 3.19-6

Figure 3.19 (suite) Vers une relecture de l'architecture dans un registre dynamique.

La sous-section qui précède (3.3.1.2) laisse entendre que les systèmes de portiques à noyau concernent essentiellement les immeubles d'une certaine hauteur, ce qui est vrai. En effet, un édifice de trois ou quatre niveaux peut être conçu plus simplement d'autant que sous charges dynamiques ses oscillations restent faibles. Cependant et pour revenir à une observation déjà faite, les architectes organisent les fonctions d'usage en regroupant les escaliers, ascenseurs, fluides et câbles en un, voire plusieurs endroits. Ces fonctions doivent respecter les contraintes de sécurité, notamment celle des accès et celle des risques d'incendie, ce qui amène à tout envelopper à l'intérieur de parois généralement très rigides. Dans ce contexte, sont introduites des raideurs qui viennent en concurrence de celles des porteurs, qu'il s'agisse de murs ou de poteaux. Du point de vue statique, les incidences sont quasiment nulles. Elles sont nettement plus marquées en situation dynamique et plus particulièrement lorsqu'il s'agit de tremblements de terre ou de faits de guerre. Pour s'en rendre compte, il suffit d'aller visiter les villes qui, depuis une décennie, ont vécu des charges sismiques très fortes comme à Ica au Pérou ou Boumerdès en Algérie, ou même plus modérées comme L'Aquila ou la région de Modène en Italie, ou encore Lorca en Espagne.

La structure d'un bâtiment doit être de comportement homogène et n'accuser qu'une seule rigidité globale. S'il y a concurrence entre des poteaux porteurs en métal et un « noyau d'architecture » en béton armé de beaucoup plus grande inertie ou d'une très grande rigidité par exemple, l'édifice va vriller autour de lui et les planchers vont se décrocher. Dans une telle situation de conception architecturale, il devient utile de privilégier le rôle du noyau comme élément principal de la structure avec pour rôle de prendre en charge tous les efforts dynamiques et cantonner les poteaux aux seules fonctions statiques. Ce cas est très fréquent pour des immeubles recevant du public comme le sont les hôpitaux des petites villes, les lycées et collèges, ou encore les collectifs en bandes.

3.3.1.4 Organisation des liaisons des planchers avec le noyau

Cet article se limite volontairement à l'approche de la conception d'immeubles à un seul noyau, ce qui est de loin la situation la plus fréquente.

Petit retour en arrière : l'archéologie s'est de longue date penchée sur la conception constructive des pyramides, qu'elles soient d'Amérique du Sud ou d'Égypte pour les plus importantes, au-delà des symboles culturels et surtout religieux qu'elle a essayé de décrypter. Les recherches montrent d'abord que rares sont les pyramides qui ont été édifiées de la même façon même si leurs formes finales sont très proches. Une pyramide n'est pas un tas de matériaux plus ou moins liés et joliment revêtus d'un appareil de pierre ou de brique lui donnant un aspect esthétique accompli. C'est en fait

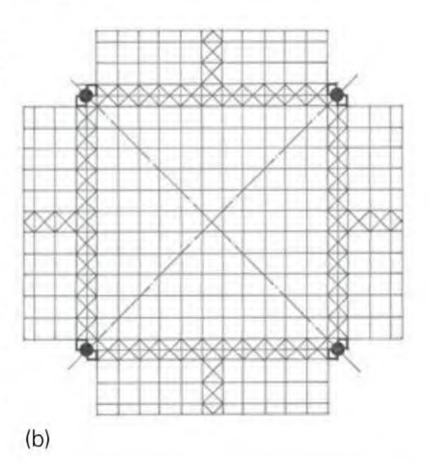
https://www.GCAlgerie.com/

une structure complexe qui tend à se déformer au fur et à mesure de son élévation comme en témoigne la pyramide égyptienne en rhomboïde. Le lieu n'est pas de faire le tour des différents systèmes constructifs qui ont été adoptés et qui sont aujourd'hui soit connus, soit l'objet d'hypothèses, tout simplement parce que le vide qu'elles enveloppent est proportionnellement très faible, voire inexistant (Fig. 3.20a). Pourquoi alors citer les pyramides de l'Antiquité ? Imaginons que des poutres soient enfoncées dans leur maçonnerie, en position de porte-à-faux, et qui porteraient des planchers restant à habiller, un peu à la façon des échafaudages de cette même Antiquité. Cette pyramide pleine devient alors un noyau et l'élément essentiel de la stabilité de l'édifice. Et si elle était vide ? Alors, ce serait sa structure d'enveloppe qui deviendrait le noyau comme c'est le cas des phares, des clochers ou des minarets.



(a) *Pyramide aztèque de Teotihuacan (Mexique)*

Le palais omnisports de Paris-Bercy est de forme pyramidale, mais d'une pyramide habitable : quatre porteurs sont reliés deux à deux par des poutres de structure tridimensionnelle. Chaque porteur peut être vu comme un poteau de portique. Il peut également être compris comme un noyau (en béton armé) dont le niveau de rigidité est dicté par ceux des poutres métalliques qu'il porte (Fig. 3.20b à d). Aux spécificités près des matériaux et des exigences d'usage, Bercy et la pyramide aztèque ont des formes analogues. L'une est vide et l'autre est pleine.



(b)



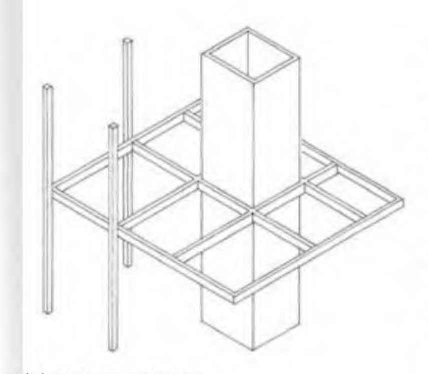
(c)



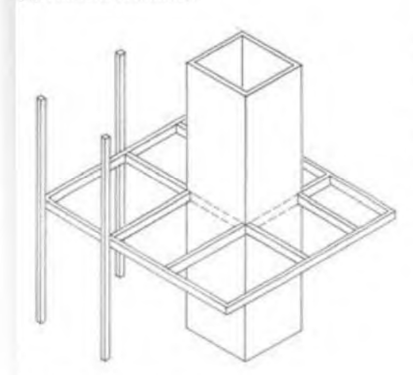
(d)

Figure 3.20 La conception complexe d'une pyramide vide, un noyau isolé.

Un noyau se comporte *a priori* comme le fléau d'une balance dont la verticalité dépend des efforts qu'il doit supporter. Pour cette raison fondamentale, l'édifice doit être régulier tant dans sa géométrie que dans sa mécanique. Ces définitions font partie des règles de construction. Rappelons également



(a) *Liaisons articulées*

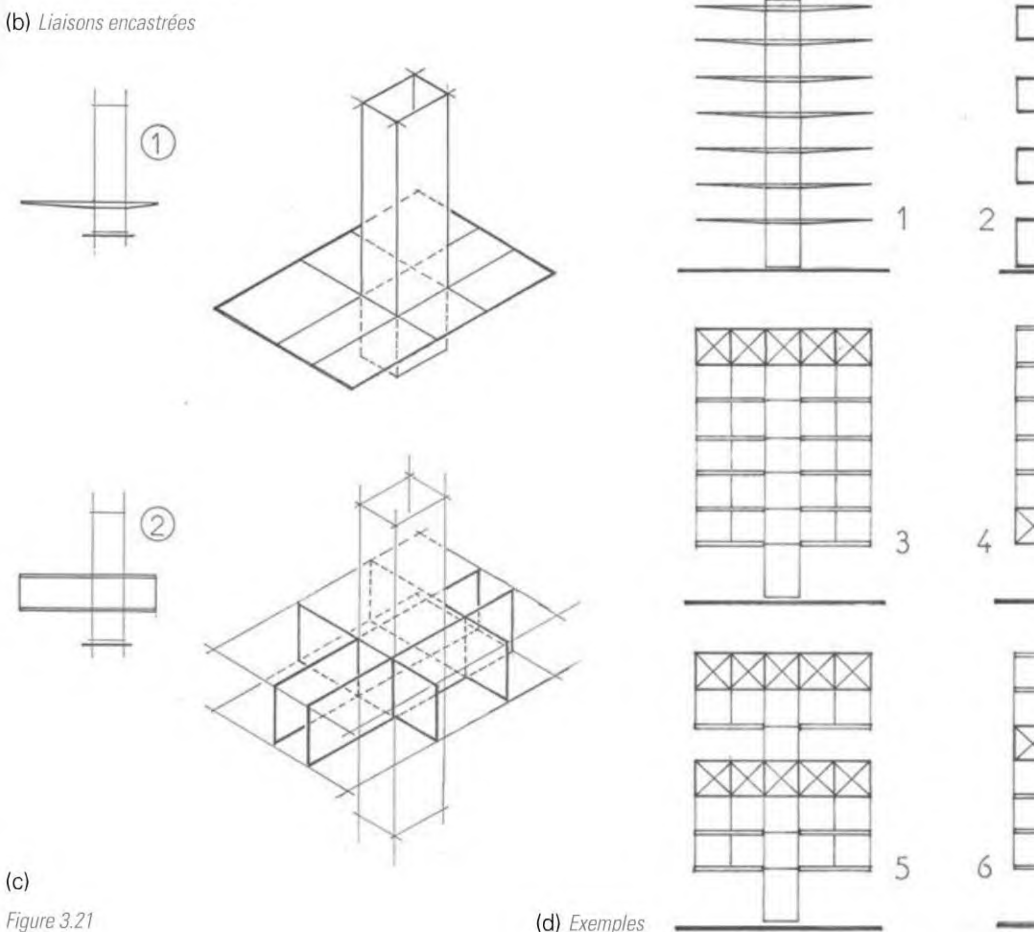


(b) *Liaisons encastrées*

que les plans barycentriques des masses et des torsions doivent être les plus proches possibles dans les trois dimensions. Le noyau est ainsi le centre de convergence des efforts dont il dissipe l'énergie avant qu'elle n'atteigne le sol de support.

Rappelons encore que, du point de vue statique, le noyau est un poteau encastré en pied et libre au sommet, et doit assurer les descentes des charges verticales portées par les planchers et ne pas être susceptible au flambage.

Du point de vue dynamique, les transferts des charges horizontales vers le noyau sont assurés par les poutres et les planchers. Les liaisons sont alors articulées s'il s'agit de planchers morts tels qu'expliqué précédemment (Fig. 3.21a). Elles peuvent être encastrées dans le cas de planchers actifs (Fig. 3.21b). Ces deux croquis ne discernent pas un matériau plus qu'un autre, chacun ayant ses propres technologies pour accepter une liaison ou une autre (comme expliqué dans *Les structures-poids*).



(c)

(d) *Exemples*

 Figure 3.21

Lorsque l'édifice est d'envergure, plusieurs planchers peuvent être solidarisés de façon plus rigide pour mieux accompagner les pressions vers les noyaux, comme le montrent les schémas des tours (rappel, figures 3.18-5 et -6), peu importe que ces planchers soient portés, suspendus ou de conception mixte. La figure 3.21c montre deux dessins. Le croquis 1 encastre un plancher dans le noyau et reste en porte-à-faux (plusieurs planchers peuvent être portés de la même façon). La portance se fait donc par le plat du plancher, ce qui impose d'en respecter l'inertie pour éviter les flexions. Le croquis 2 prend l'inertie de deux niveaux de planchers (il pourrait y en avoir plus) reliés entre eux par des voiles de rigidité formant ainsi un caisson de grande inertie qui permet des porte-à-faux plus audacieux, voire des formes plus plastiques. Il reste toutefois une contrainte mécanique incontournable : le noyau est un fléau de balance au centre des équilibres statiques, tout comme il est l'axe d'équilibre dont l'élasticité doit rester réversible selon une parabole préétablie sous charges dynamiques horizontales. Ces exigences se déclinent sur un plan horizontal à 360°. La figure 3.21d émet quelques suggestions à partir des porte-à-faux (1, 2), de poutres de suspension (3, 5), de poutres portantes (4) ou de systèmes mixtes (6).

Parallèlement au cas très répandu des édifices à un noyau, se pose le problème de plusieurs noyaux de structure. La conception d'un tel immeuble à deux ou plusieurs noyaux reste un challenge qui invite des bureaux d'études très spécialisés et maîtrisant des calculs de haute précision. Lorsque le projet de la cité administrative à Bordeaux-Caudéran (Gironde) a été élaboré au sein du cabinet de l'architecte-ingénieur Pierre Mathieu & Associés dans les années 1965–1970, le problème de mettre en fonctionnement deux noyaux se posait en France pour l'une des premières fois. Aujourd'hui, ce cas n'est plus isolé même si sa résolution reste d'un savoir de très haut niveau qu'il n'est pas possible d'aborder dans cet ouvrage.

En revanche et souvent parce que la fonction d'usage l'exige, plusieurs édifices ont coupé le noyau unique en plusieurs éléments, tout comme il est fréquent aujourd'hui de rencontrer des édifices dont certains poteaux porteurs sont recoupés verticalement. Une raison esthétique ?

Avant de faire état de quelques éléments théoriques, un exemple illustre cette disposition architecturale : la Deutsche Post AG à Bonn, dessinée par Murphy & Jahn en 2001. Le noyau a été verticalement découpé en quatre éléments deux par deux de même inertie selon la diagonale. Quatre puissantes ceintures les relient à hauteurs régulières, reprises intérieurement par des X transversaux attachés sur deux niveaux afin d'assurer la stabilité horizontale des plans concernés, les nœuds précédemment évoqués. Du point de vue architectural, la forme même de l'édifice est d'autant plus autostable que les poutres des portiques sont rayonnantes.

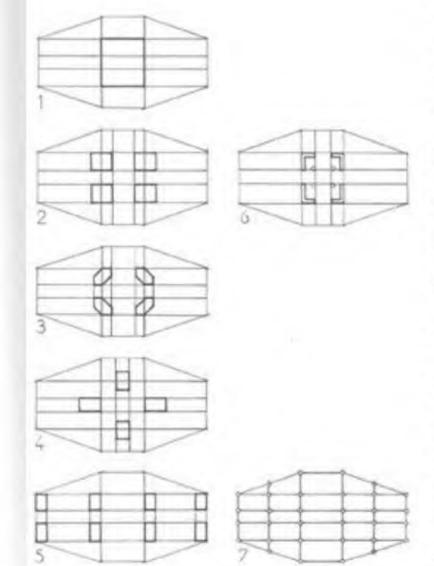


Figure 3.22 Éclatement d'un noyau.

Deux questions peuvent se poser : au-delà d'une solution de réponse aux fonctions d'usage, comment concevoir la découpe verticale d'un noyau pour qu'il reste unique et quels en sont les avantages ?

La figure 3.22 montre quelques exemples d'éclatement d'un noyau compact (1) jusqu'à faire de l'édifice le noyau (7). Il pourrait y avoir un huitième croquis en entourant tout le bâtiment d'un mur, ce qui reviendrait à en faire une structure-poids.

Comment concevoir la découpe verticale d'un noyau compact pour qu'il reste unique ?

Les règles énoncées précédemment et à plusieurs reprises demandent : 1) que le noyau concentre les charges dynamiques horizontales et soit l'organe principal d'équilibre ; 2) qu'il soit dans l'axe vertical des barycentres des masses et des torsions ; 3) qu'il assume les oscillations du bâtiment dans chacune des directions en se déformant selon une parabole dont l'amplitude au sommet est prédéfinie. Ces règles fondamentale imposent comme corollaires : 4) que, niveau par niveau, la somme des inerties de chaque découpe soit égale à l'inertie totale du niveau ; 5) que, niveau par niveau, les inerties de chaque découpe soient identiques ; 6) qu'une ceinture triangulée relie entre eux chaque découpe pour les rendre solidaires et indéformables individuellement ; 7) que, verticalement, l'architecture des fonctions d'usage respecte le rythme des hauteurs entre planchers imposé par le profil de la parabole ; 8) que toutes les découpes soient exécutées avec le même matériau doté de la même élasticité.

Quels avantages induits par une découpe verticale d'un noyau ?

Le premier avantage ramène à la fonction d'usage, surtout quand l'architecte veut utiliser l'intérieur d'un élément de noyau pour y installer les accès et autres composantes du confort et de la sécurité, ce qui a déjà été mentionné précédemment. Un autre est du domaine statique et permet de diminuer les portées des poutres et des planchers, donc leurs sections, c'est-à-dire leurs poids. Un troisième est de diminuer l'impact architectural d'un noyau unique qui serait trop massif et plutôt encombrant. Un quatrième est d'ordre mécanique quand il est plus facile de matérialiser les besoins progressifs de souplesse avec des éléments plus fins comme des poteaux ou des tubes de faible section. Un cinquième concerne la relation aux planchers : la liaison planchers/noyau est tantôt encastrée, tantôt articulée selon les fonctions dans la structure ; les planchers ont un mode vibratoire vertical tandis que le noyau a le sien horizontal, d'où un cisaillement potentiel aux liaisons, lieu de dissipation de l'énergie. La découpe du noyau en éléments plus souples permet d'harmoniser les fréquences et de limiter le risque d'arrachement.

3.3.2 FONCTIONNEMENT ET CONCEPTION DES PLANCHERS ET DES POUTRES

3.3.2.1 Comportement des planchers sous sollicitations statiques

La conception et le comportement des planchers sous sollicitations statiques est développé dans le chapitre 5 du livre *Les structures-poids*. Il y est à nouveau fait référence dans cette section uniquement pour souligner une spécificité des systèmes de portiques à noyau. Tout en restant dans le domaine statique, la figure 3.23 rappelle qu'un plancher a pour fonction mécanique de concentrer les efforts verticaux résultant de son usage (poids propre, charges et surcharges d'occupation, charges exceptionnelles) mais qu'il est aussi l'objet de pressions horizontales générées par les mouvements internes de son occupation (mouvements des véhicules sur les parkings, oscillations des planchers mobiles, manifestations sociales, sportives et culturelles concernant une certaine densité de fréquentation, charges mobiles liées aux chariots élévateurs, aux ponts roulants et autres). Donc au-delà de sa résistance à la flexion (dans les deux directions du plan), il doit également s'opposer aux mouvements de torsion liés aux sollicitations internes dues aux fonctions d'usage.

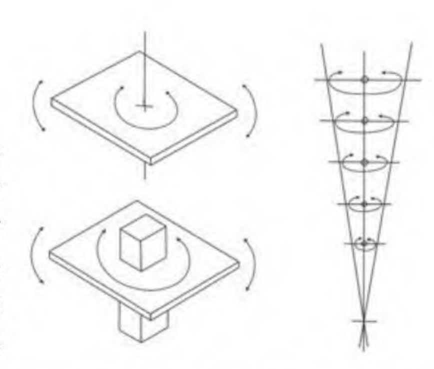


Figure 3.23 Mise en torsion sous sollicitations statiques.

3.3.2.2 Comportement des planchers sous sollicitations dynamiques

Sous sollicitations dynamiques (vents, tremblements de terre, faits de guerre), un plancher est soumis à une torsion potentielle sur son plan horizontal et à un mouvement oscillatoire propre à l'ensemble de la structure et dans le cas présent à celui du noyau (Fig. 3.24). Une même source d'énergie dont la valeur est traduite de deux façons différentes. Il reste à la dissiper sachant que, par définition, un plancher doit être le plus rigide possible et que ses mouvements, dont notamment les vibrations qu'il conduit, doivent être insensibles pour le confort des occupants. Un plancher chargé de transmettre tous les efforts à un noyau peut-il alors dissiper l'énergie reçue tant au niveau statique que dynamique, et dans quelles conditions ?

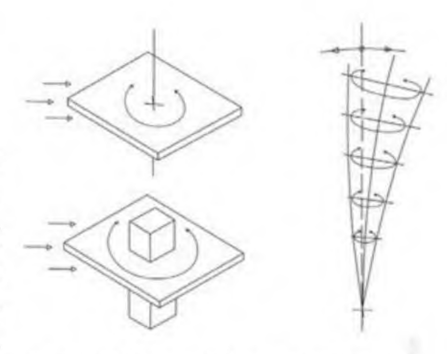


Figure 3.24 Mise en torsion et oscillations sous sollicitations dynamiques.

Plancher dissipateur d'une partie de l'énergie reçue

Il s'agit de dissiper l'énergie sans créer d'inconfort pour les utilisateurs. La pression horizontale n'est jamais strictement axée sur les médiatrices des côtés d'un plancher. De plus et dans le cas du vent, sa géométrie est irrégulière (Fig. 3.25). La charge est reçue par le nez de plancher (poutre au vent) qui va la transmettre de façon plus ou moins uniforme à la structure qui compose le plan. Les éléments de transfert sont les nervures ou les poutres noyées d'un plancher en béton armé, les solives et porte-solives d'un plancher bois, ou les poutrelles d'un plancher métallique ou en verre.

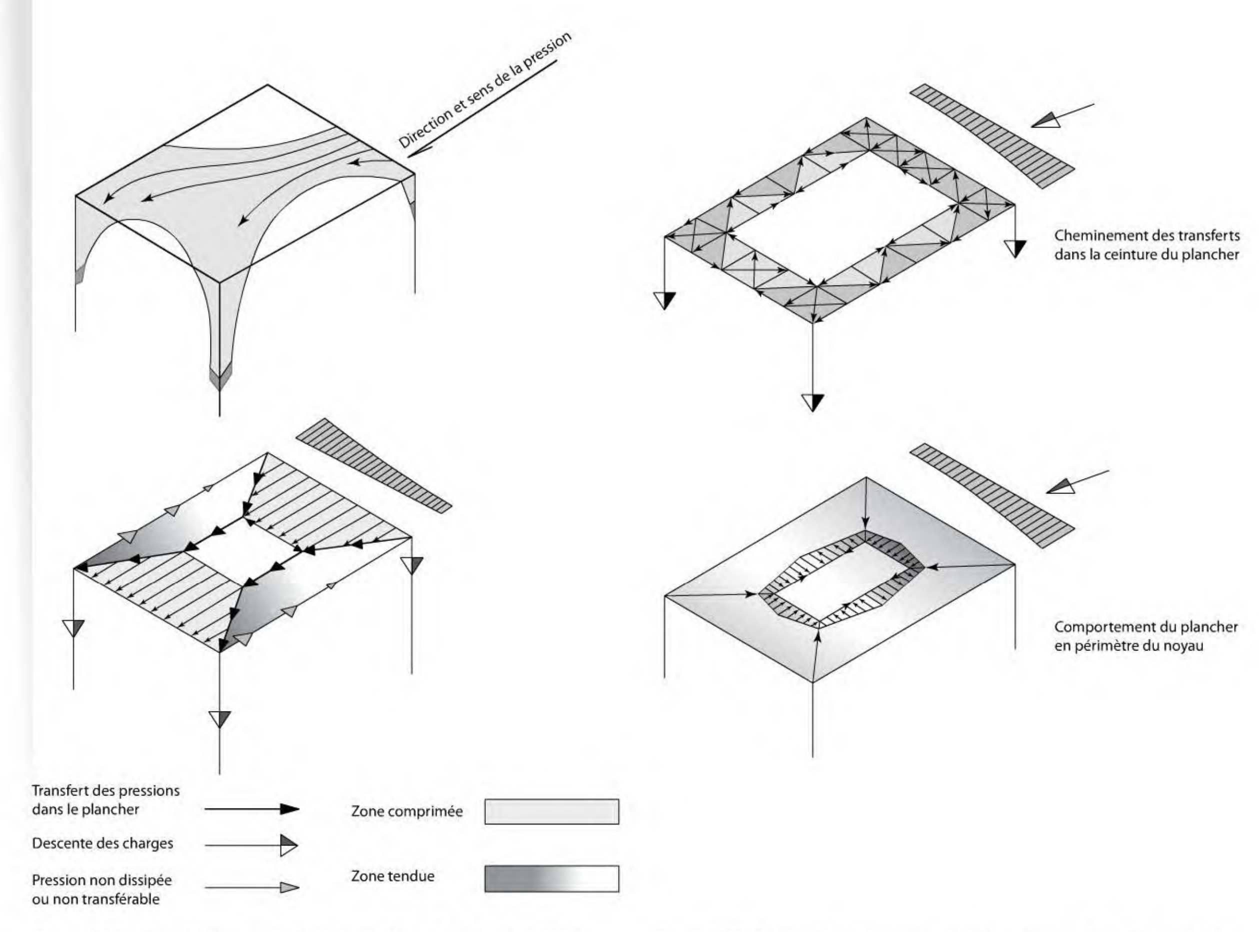


Figure 3.25 Répartition des pressions sur le plan d'un plancher plein.

Figure 3.26 Répartition des pressions en la présence d'un vide encadré nécessitant la mise en œuvre d'un anneau de compression.

La structure du plancher doit être organisée pour que la pression soit concentrée sur une poutre plate face au noyau, puis répartie de part et d'autre, et enfin reconcentrée sur une autre poutre plate derrière le noyau. Tel est le rôle de l'*anneau de compression*, une poutre qui fait partie du plancher et entoure le noyau (Fig. 3.26).

La partie arrière de ce noyau va ensuite détendre la pression jusqu'à son extrémité. Cette action de réception (poutre au vent), concentration (anneau de compression) puis détente sur la partie opposée du plancher (en trait soutenu sur le croquis) est dissipatrice d'énergie.

Si toute l'énergie n'est pas dissipée, la valeur résiduelle sera en partie transmise dans les porteurs, ce qui les mettra en vibration, et l'autre partie repartira vers la poutre au vent avant de reprendre le circuit initial.

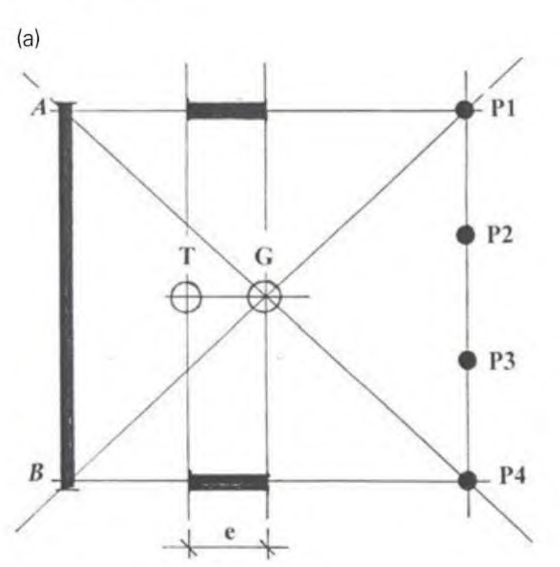
Ces mouvements circulaires des transferts de pression dictent la structure du plancher. Elle est constituée de deux éléments fondamentaux (Fig. 3.26). L'un est sa ceinture déjà connue (et dont les rôles sont développés dans les chapitres 3 et 5 du livre *Les structures-poids*). L'autre est l'anneau de compression alentour du noyau et dont l'activité exige une certaine

souplesse, selon qu'il assume un rôle de concentration, de transfert ou de détente. Schématiquement, ces deux ceintures travaillent l'une (extérieure) pour confiner le plateau et l'autre (intérieure) pour donner une certaine souplesse.

Équilibre du plancher

Tout plancher est soumis à une loi d'équilibre entre son barycentre des masses et celui de sa torsion. Rappelons que l'excentricité agit en bras de levier et doit être la plus courte possible. Dans un plan, le barycentre des masses (G) est le point mécanique d'équilibre et, de ce fait, une fois le plancher construit, il devient immuable (Fig. 3.27a). Le centre de torsion (T) n'est pas parfaitement fixe et bénéficie d'une plage d'action déterminée par un rayon (dit de torsion) (Fig. 3.27b, dessin du haut). Ce point T et son rayon de torsion (*R*) doivent se situer de préférence au centre géométrique du noyau. La torsion ne s'effectuant que dans la matière, il sera dans un plancher. Ceci signifie qu'au niveau de tous les planchers le noyau ne saurait être évidé.

Cette exigence mécanique est généralement incompatible avec l'usage des lieux. En effet, si la position du noyau est dictée par les lois d'équilibre précédemment évoquées, il ne saurait rester dans cette seule fonction. De tout temps les architectes l'ont annexé pour les fonctions d'usage et y ont abrité les escaliers, ascenseurs, gaines techniques et autres. Cette fonction est alors incompatible avec l'existence de planchers. La réponse est donnée par le rôle de l'anneau de compression qui devient le barycentre des torsions, d'où la « certaine souplesse » évoquée précédemment qu'il doit activer en réponse aux actions dynamiques de l'édifice. Le centre T disparaît alors faute de matière et est remplacé par le couple (T1,T2).



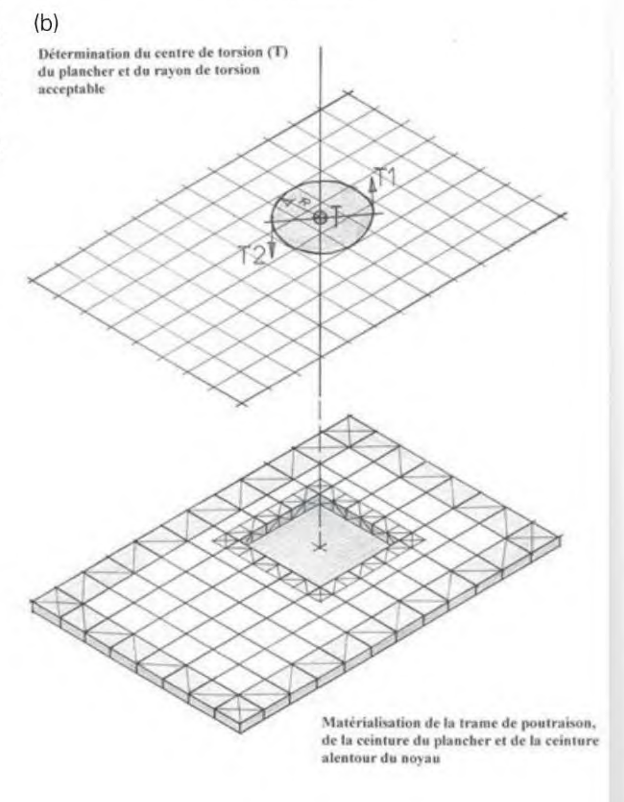
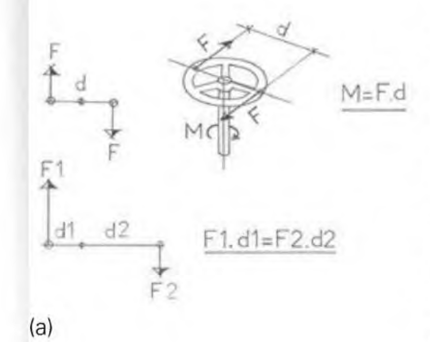
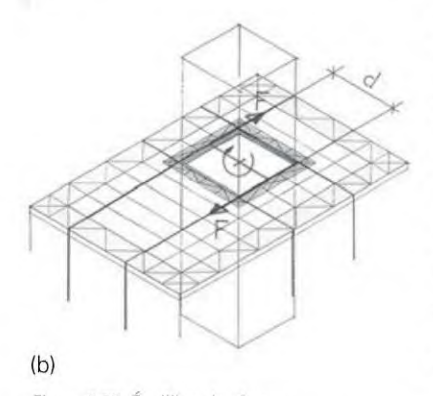


Figure 3.27 Équilibre du plancher par réduction de l'excentricité.



(a)



(b)

Figure 3.28 Équilibre des forces dans un bâtiment sur le plan horizontal.

À propos du couple

Le noyau est un tube creux dont le niveau de rigidité est assuré par deux éléments : l'un est l'élasticité du matériau ; l'autre est son frettage, c'est-à-dire le rythme des planchers qu'il porte et qui se prolonge à l'intérieur du noyau. Or, l'architecture, en s'emparant du « vide » du tube, élimine en grande partie le rôle raidisseur des planchers, le soumettant à des risques de torsion propre alors qu'il est là pour gérer celle de l'ensemble de l'édifice.

La mécanique a inventé le couple, c'est-à-dire la décomposition d'un mouvement en deux mouvements opposés (Fig. 3.28a). La maîtrise de ce mouvement ($M = F{\cdot}d$) passe par l'équilibre des deux forces opposées, c'est-à-dire de même direction, d'intensité et de sens égaux en valeur absolue. Le rôle du couple peut être de compenser le manque ou l'insuffisance de frettage dans le noyau au droit de chaque plancher de l'édifice. Le dessin du volant de voiture est significatif de la façon de réaliser un équilibre. Il s'agit de mécanique et le volant comme son axe sont industrialisés ; la matière qui les compose est très homogène et conçue pour travailler au mieux en compression, tension, torsion, cisaillement et flexion. Ce n'est pas du tout le cas du bâtiment et plus particulièrement du noyau.

Au-delà de ses autres fonctions, le noyau est l'axe du volant. Il serait exceptionnel qu'il se trouve sur la verticale des barycentres des masses et des torsions, et tout le monde ne peut pas habiter dans un phare ou dans un minaret. De plus, la mise en œuvre de la matière, ne serait-ce que parce qu'elle n'est pas unique, ne permet pas d'avoir une réalisation homogène comme l'est celle du volant précédemment cité.

Le concept d'équilibre doit prendre en compte un autre type de couple. Certes, les deux forces $F1$ et $F2$ sont parallèles (du moins leurs résultantes respectives) et de sens opposés. Leurs distances respectives à l'axe d'équilibre vertical de l'édifice ne sont jamais identiques. Ce sera $d1$ pour $F1$ et $d2$ pour $F2$. Il faudra que $F1{\cdot}d1 = F2{\cdot}d2$ (Fig. 3.28a/b). Cette simple équation est à la base de la réflexion pour le confortement des bâtiments vides en régions à risques sismiques, comme le sont par exemple les églises ou les salles de sports.

Un autre rôle pour les contreventements

Les chapitres précédents font souvent état du rôle des contreventements dans chacune des situations particulières et de celui de la triangulation globale. Avec les portiques à noyaux, l'une de leurs fonctions s'avère essentielle : ils viennent en complément du travail du noyau pour pallier le risque de sa mise en torsion. Rappelons que les fonctions d'usage évident beaucoup l'intérieur des noyaux en réduisant au minimum, et souvent moins, leur frettage par la prolongation des planchers de niveaux. Le noyau perd ainsi de sa résistance non seulement à la torsion mais aussi à la flexion, c'est-à-dire à la maîtrise complète de son mode oscillatoire.

L'image 1 de la figure 3.29 indique une position des organes de contreventements perpendiculaire à chaque façade. Du point de vue architectural, ces panneaux pourraient se situer à l'intérieur de l'édifice. Il est aisé de comprendre qu'ils remplissent correctement leur rôle dans un mouvement de balancement selon L*x* ou L*y*. Cette situation n'existe pratiquement jamais sous charges dynamiques, les pressions pouvant se produire à 360°. Dans ce cas, les organes de contreventement tels que dessinés ne présenteront pas leur inertie la meilleure et en viendront à se mettre en hélice. Ils ne seront d'aucun secours pour éviter une partie de la mise en torsion du noyau.

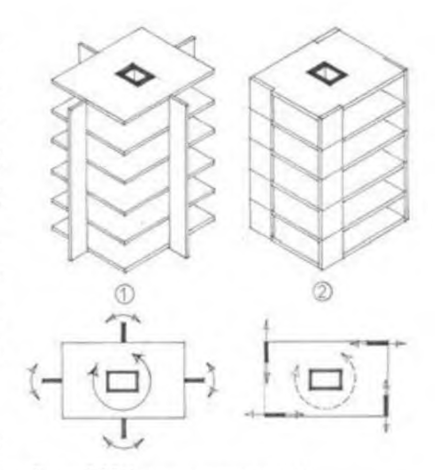


Figure 3.29 Les contreventements en complément du rôle d'équilibre du noyau.

En revanche, dans la situation 2, les panneaux de contreventements peuvent aussi bien s'opposer au balancement de l'édifice selon L*x* ou L*y* qu'aux charges pouvant provenir sur 360°. Ils contredisent le mouvement de rotation potentielle de l'édifice et participent à la limitation de la mise en torsion du noyau.

À propos des liaisons des planchers au noyau

Précédemment ont été évoqués les rôles des « planchers actifs » et des « planchers morts » dans la recherche de l'équilibre général d'une structure. Les figures 3.21 ont schématisé des liaisons articulées plutôt adaptées aux planchers morts et des liaisons encastrées pour les planchers actifs. Il est simple de réaliser l'encastrement d'un plancher dans une paroi. Quel que soit le matériau, il faut construire un système de console, évoqué dans *Les structures-poids* et dans le premier chapitre de *Risque sismique et patrimoine bâti* à propos des liaisons des poutres aux poteaux ou aux murs des portiques.

Réaliser ces liaisons de façon articulée est nettement plus délicat. Pourquoi ? Du point de vu mécanique, le plancher est en partie porté par le noyau sinon il ne pourrait lui transmettre les charges dynamiques de l'enveloppe ou accompagner les charges sismiques vers les autres porteurs. Il doit donc y avoir une liaison mécaniquement solidaire tout en étant articulée. Une solution est de poser l'anneau de compression du plancher sur une console encastrée dans le noyau. La liaison reste souple. Mais il existe une seconde contrainte liée aux vibrations des planchers : les ascenseurs et autres monte-charges qui sont posés sur rails ; lorsque les cabines fonctionnent, elles entraînent des vibrations mécaniques comme acoustiques qui peuvent être ressenties par les occupants. Certes, les guidages sont isolés des parois des noyaux par des amortisseurs de vibrations, ce qui ne les éliminent cependant pas entièrement (vis de réglage, consoles de fixations…). La solution est donc d'interposer, entre le dessous de l'anneau de compression du plancher et la console de support, un amortisseur en caoutchouc ou autre matière et à laisser entre le nez du plancher et la paroi du noyau un petit vide de 2–3 cm. Il faudra ensuite boucher ce joint de

rupture avec un produit intumescent pour empêcher l'incendie d'un niveau de se transmettre aux niveaux adjacents.

Le risque d'incendie ne se limite pas à ce simple joint. Un exemple : supposons un noyau en béton armé et des planchers sur poutrelles métalliques. Un feu important se déclare. Les escaliers de secours étant dans le noyau, celui-ci doit être totalement indépendant de la structure des planchers. En effet, malgré les protections rapportées selon le classement de l'immeuble (1 h, 1 h 30, 2 h et plus), les poutrelles métalliques atteindront plus rapidement leur limite plastique que le béton armé. Si ces poutrelles sont en contact très proche avec l'acier du béton, celui-ci montera en température plus vite que le béton lui-même, le faisant éclater, rendant inutilisable les escaliers et mettant en danger les tuyauteries et notamment celles qui conduisent du gaz. On pourra toujours arguer qu'il n'y a plus de gaz dans les tuyauteries au moment d'un incendie, les dispositions de sécurité ayant agi… ce qui n'est pas toujours le cas, notamment dans certains immeubles locatifs des villes comme en fait état trop régulièrement la presse.

La figure 3.30 donne le principe d'une liaison articulée laissant au concepteur le soin d'inventer le moyen technique d'y parvenir, à défaut d'avoir voulu lister une série de solutions comme le ferait un livre de recettes.

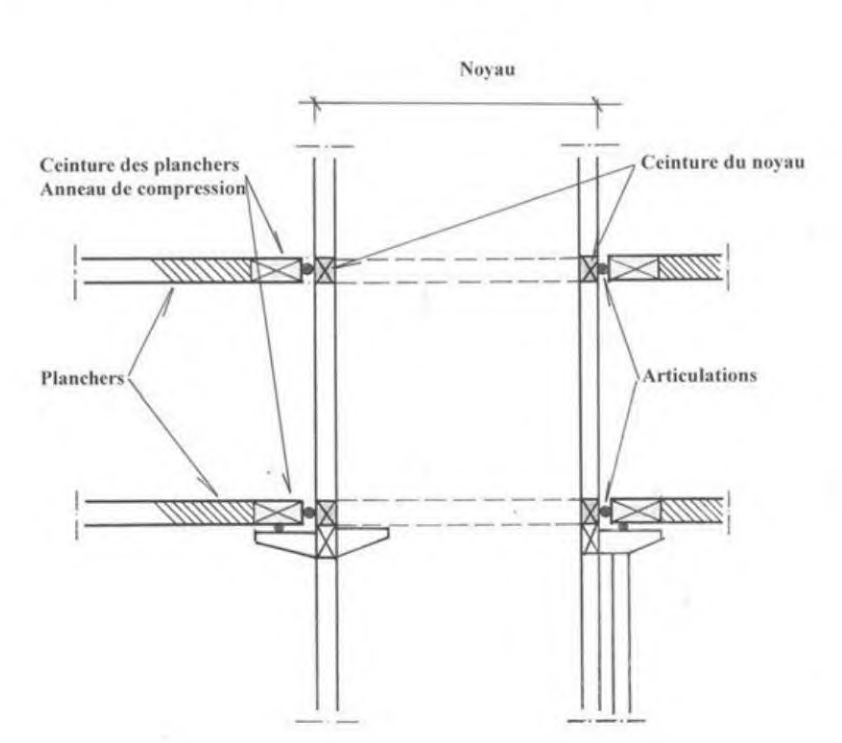


Figure 3.30 Principe de liaison articulée d'un plancher avec un noyau.

3.4 LE NOYAU, RÉCEPTEUR « SOUPLE » DE LA PRESSION TRANSMISE PAR LES PLANCHERS

La règle déjà évoquée situe le ou les noyaux de sorte que s'organise une régularité du mouvement des efforts dynamiques. En effet, l'irrégularité qui passe souvent par une implantation dissymétrique génère des torsions sur le plan des planchers et des cisaillements par voie de conséquence.

La figure 3.31 porte deux images. Celle du haut énonce un principe de conception d'un plancher en intégrant sa structure, la loi d'équilibre du $F1 \cdot d1 = F2 \cdot d2$, la règle de limitation de l'excentricité e = GT, les règles de transfert des efforts reçus par les poutres au vent ou les nez de planchers vers le noyau. Les contreventements n'y figurent pas pour ne pas charger le croquis (rappel, fig. 3.29), lequel laisse entendre par ailleurs une solution à trouver à la liaison plancher/noyau selon qu'il s'agit d'un plancher actif (encastrement) ou d'un plancher mort (articulation).

C'est volontairement qu'a été rappelée en dessous la photo d'un petit immeuble en cours de construction parce qu'il ne respecte aucune des règles de base de la conception d'un système de portiques à noyau. Il est l'exemple même d'un « noyau d'architecture » qui n'a aucune fonction

Figure 3.31

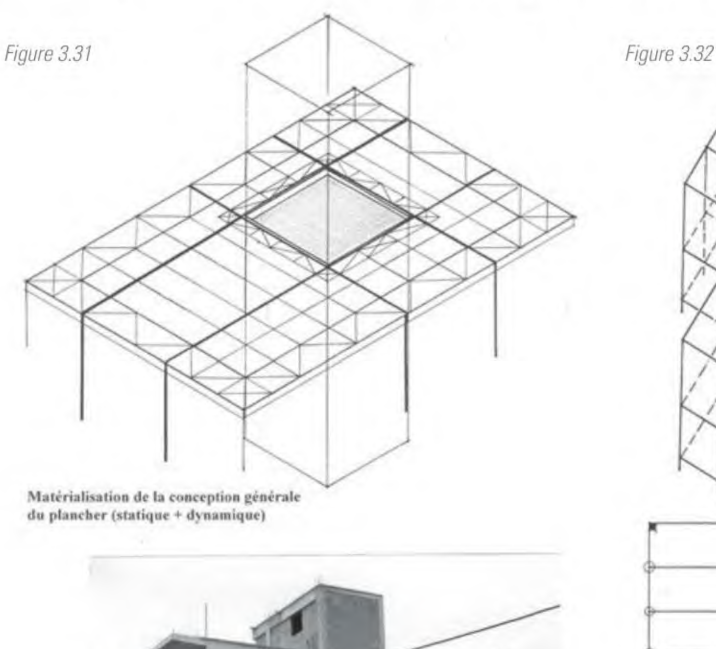
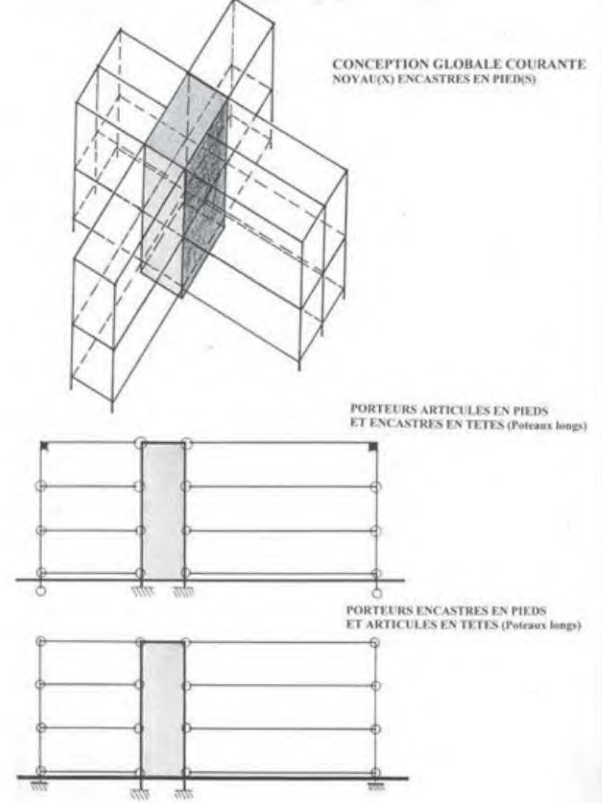




Figure 3.32



structurelle et même pire. Il sert à regrouper les escaliers, l'ascenseur peut-être, les tuyauteries, gaines et chemins de câbles. C'est ce qu'on appelle une cage. Juste une observation : pourquoi, à droite de la cage, le plancher n'a-t-il pas la même épaisseur que celle des autres ? Une autre question : est-il judicieux de mettre cette boîte sur un côté du plan apportant ainsi à l'édifice une raideur dissymétrique ? Laissons au lecteur le loisir de comprendre les incohérences.

Quant à la figure 3.32, elle veut rappeler les règles de liaisons largement évoquées à propos des portiques de poutres et de poteaux comme de planchers et de poteaux. Une spécificité : les noyaux sont toujours encastrés en pied, ce qui signifie qu'étant aussi des porteurs les autres porteurs, s'ils existent, seront également encastrés en pied, à l'exception de ceux qui ne sont que des relais (images du bas).

3.5 ÉPILOGUE

Parler de noyau, c'est évidemment provoquer l'image d'une pêche ou d'une cerise. Ces fruits ont en leur centre un objet dur qui, bien nourri, est susceptible de donner vie à un nouvel arbre. Ce noyau ne se situe pas au centre géométrique du fruit mais au point de convergence des tensions internes qui, sur 360° de sphère, ont toutes la même valeur. Il en va de même pour les bâtiments : si, en architecture, parler d'un noyau dans un édifice évoque, rappelons-le encore ici, cet endroit où se concentrent les escaliers, les ascenseurs et toutes sortes de gaines pour les fluides, sans écarter cette disposition d'organisation fonctionnelle, le noyau du constructeur a pour fonction essentielle de concentrer les efforts physiques que reçoit ou engendre un bâtiment, qu'ils soient sur un mode statique ou dynamique. Il ne s'agit donc plus d'un objet géométriquement centré dans un volume donné mais bel et bien d'un acteur essentiel de la stabilité générale. Non seulement il assure sa propre stabilité mais encore il rééquilibre les pressions dans l'ensemble de la structure, sachant par exemple quasi caricatural que le vent ne souffle que dans une direction à la fois.

Quelle forme a ce noyau et où se trouve-t-il ? Il peut être un mur qui reçoit les poutres des portiques (rappel, figure 3.2). Il peut être un tube vertical intégré au volume général de l'édifice et vers lequel sont dirigées les poutres des portiques (rappel, figure 3.22). Il peut être un anneau de compression placé en périphérie. Ce même anneau peut se situer en position intermédiaire et alors il n'est plus de compression, ce qui est le cas des murs d'une nef de cathédrale gothique avec les voûtes poussantes d'un côté et les arcs-boutants de l'autre ou, de façon plus immédiatement compréhensible, d'une jante de roue de voiture ou de cycle ; dans ce cas, l'indéformabilité est due à l'action des rayons poussant à l'intérieur pour contrer la pression de la route sur le pneu à l'extérieur.

Conclure ainsi ce chapitre n'a d'autre objectif que de délivrer le lecteur de l'image du noyau liée *a priori* à la pêche ou à la cerise, et lui laisser entendre qu'il existe un livre ouvert où l'architecture peut traduire très largement une technique constructive de concentration des efforts. Ceci n'exclut évidemment pas que l'architecture lui attribue une fonction d'usage pour les organes de circulations et les gaines des fluides (Fig. 3.33).

Figure 3.33 Lecture architecturale d'un système de portiques à noyaux. (Maquette Sophie, ENSAP–Bordeaux.)

(a)

(b)

(c)

(d)

LES PORTIQUES ET LES PLANCHERS SUSPENDUS

Une façon de libérer des espaces voulus vides

Chapitre 4

Dans les structures en portiques, la présence de poteaux ou de murs porteurs impose un certain encombrement des espaces habitables, ce qui est parfois préjudiciable au fonctionnement du programme de la maîtrise d'ouvrage. Qui n'a pas été gêné par les piliers d'un lieu de culte ou les poteaux d'une salle de réunion ou même d'un amphithéâtre? Quelles prouesses ont dû accomplir les architectes des théâtres des siècles récents pour porter les balcons des spectateurs? À plusieurs reprises dans les chapitres précédents, a été démontrée une démarche pour simplifier un premier réflexe hyperstatique de la conception constructive: le but est de se rapprocher d'un mode isostatique visant à limiter au minimum le nombre de porteurs. Cet affinement de la conception ne va pas sans exigences, notamment celle de la régularité aussi bien géométrique que mécanique de la structure, comme celle d'un certain isotropisme pour gérer au mieux les raideurs. Il est d'ailleurs parfois impossible de supprimer des porteurs intermédiaires car les portées exigent une inertie plus importante des poutres ou des planchers, c'est-à-dire des sections non compatibles avec la fonction d'usage et souvent des surpoids synonymes de surcoûts.

4.1 PRÉSENTATION

Libérer de vastes espaces intérieurs ou franchir à l'aide de portiques de grandes portées avec très peu de porteurs ne peut faire appel aux seuls procédés présentés dans les chapitres précédents. Il s'agit d'une conception de la construction bien spécifique qui a une influence significative sur celle de l'architecture. Un bâtiment dont les planchers sont suspendus se reconnaît.

Les passerelles de cordages et de planches qui franchissent encore des cours d'eau en reliefs escarpés sont certainement les premières expressions techniques des planchers suspendus. Elles ont précédé de longue date les ponts des estuaires inventés par les ingénieurs américains et dont le monde entier s'est ensuite doté. Il fallait avoir trouvé le matériau des suspentes capable de résister à de très fortes tensions mais aussi aux oscillations. L'acier a porté cette découverte (Fig. 4.1).



Figure 4.1 Planchers habitables.

Suspendre des planchers fait appel à des contraintes de conception qui vont être développées et qui peuvent s'annoncer ainsi : les porteurs sont isolés et reliés par des tenseurs souples eux-mêmes porteurs des planchers (c'est le cas des ponts suspendus) ; les porteurs sont constitués en portiques selon les modes de liaisons traditionnels stabilisés par les contreventements ; dans le troisième cas, il s'agit des mêmes portiques de conception traditionnelle, mais ils sont reliés entre eux par des barres auxquelles sont attachées les suspentes des planchers.

Chacune de ces grandes familles a ses propres techniques et apporte une lecture bien spécifique de l'architecture qu'elle induit, et inversement.

4.2 NAISSANCE ET ÉVOLUTION DE LA CONCEPTION CONSTRUCTIVE DES SYSTÈMES SUSPENDUS : LES CHEMINEMENTS DE L'INVENTION

4.2.1 LE PORTE-À-FAUX

Au-delà des passerelles et des ponts, l'une des pistes qui a porté l'invention des planchers suspendus est certainement le porte-à-faux. Lorsque les murailles, les tours et les bastions des fortifications antiques peut-être, au Moyen Âge certainement, se dotaient d'un couronnement de protection en bois (le *hourd*), une partie du plancher se trouvait en déport sur le vide. La stabilité était assurée par les jeux souvent cumulés de l'encastrement et du contrepoids (Fig. 4.2a/b). Les ingénieurs militaires avaient également intégré le rôle de la triangulation. Ils concevaient ces ouvrages défensifs comme des poutres en treillis dont la lice basse était porteuse du premier

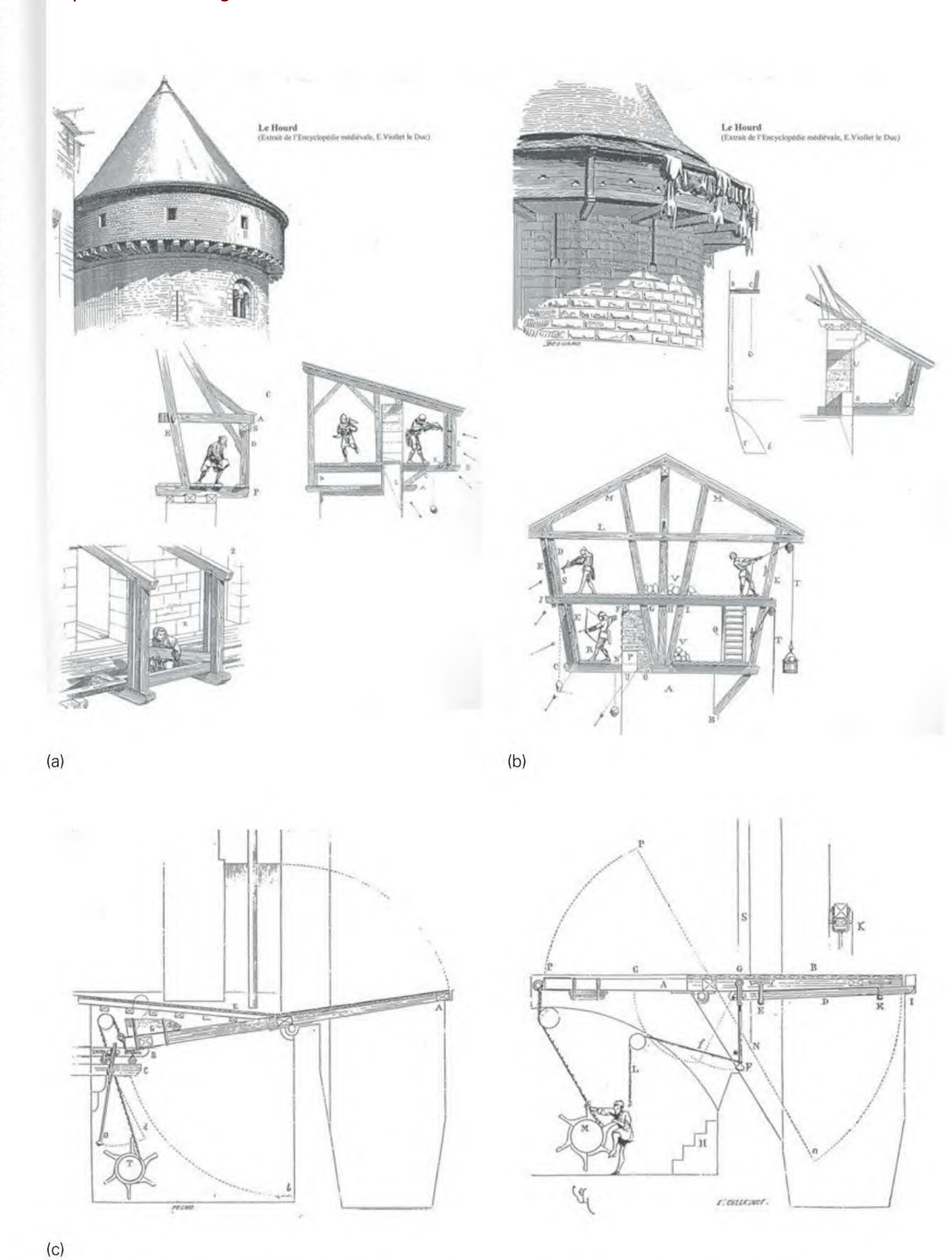


Figure 4.2 Le porte-à-faux traduit par l'architecture : (a à c) exemples de conception du hourd et du pont-levis au Moyen Âge (documents extraits de l'*Encyclopédie médiévale*, par Viollet-le-Duc).


(d) *Vue générale*

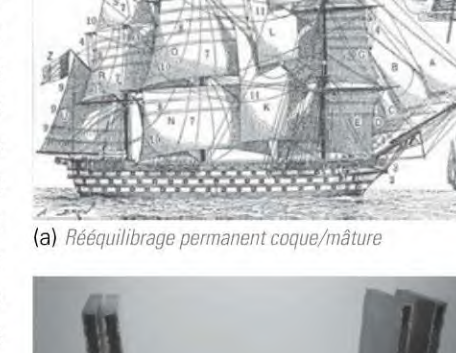

(e) *Piètement*


(f) *Liaison de la poutre et du fléau*

Figure 4.2 (suite) Le porte-à-faux traduit par l'architecture : (d à f) abri des sanitaires sur une aire de repos d'autoroute.

plancher. Cette même époque avait aussi généralisé l'usage du pont-levis, poutre plate articulée à une extrémité et libre à l'autre, dont le principe sera retenu pour des usages plus civils (Fig. 4.2c). Pour maintenir le pont-levis dans une position intermédiaire donnée, le balancier étant équilibré, il suffisait de bloquer l'entraînement. Les liaisons ne forçaient pas ce qui les aurait rapidement endommagées. Au fil du temps, cette conception constructive s'est perpétuée et a permis de décliner nombre de formes architecturales (Fig. 4.2d à f).

Dans un autre registre, les coques des bateaux sont partiellement hors d'eau ou du moins sur un faible tirant *a priori* non porteur. Elles se mettent en porte-à-faux dynamique ; leurs structures doivent en effet répondre à une alternance rapide de flexions, sans compter les mouvements de torsion dus au roulis et au tangage qui font osciller l'axe d'équilibre de la quille. Les structures des coques sont des poutres treillis dont la forme favorise la réaction en spirale, venant assister la propre élasticité des matériaux mis en œuvre (Fig. 4.3a). Léonard de Vinci, sensible aux mouvements des bâtiments, avait proposé que les bateaux puissent être construits avec une double coque (Fig. 4.3b) permettant le rééquilibrage des mouvements. Brunelleschi transposera un principe analogue pour le dôme florentin de la cathédrale (voir *Les structures de hautes performances*, chapitre 1). Plus récemment, en 1902 était proposé au concours l'un des premiers prototypes de sous-marin, lauréat retenu dont Carthagène a fait un monument emblématique de son port : cet appareil est équipé d'une double coque comme depuis en sont équipés tous les submersibles ainsi que les bâtiments de surface (Fig. 4.3c). Au Centre national Georges-Pompidou, c'est un système extérieur mais mécaniquement identique qui pallie les risques de mise en torsion des escaliers suspendus tant sous l'effet du vent que des mouvements internes.


(a) *Rééquilibrage permanent coque/mâture*


(b) *La double coque vue par Vinci (Clos Lucé à Amboise)*


(c) *Sous-marin à double coque (Carthagène, Espagne)*

Figure 4.3 La double coque, organe réactif par la mise en spirale d'une poutre.

(a)



(b)

Figure 4.4 Détails d'une prise de suspente articulée sur un porte-solive de plancher.

4.2.2 L'ALLÈGEMENT POUR LIMITER LES FLEXIONS

Quel architecte n'a pas un jour rencontré des tirants verticaux en bois ou en métal, reliant les porte-solives d'un vieux plancher aux poinçons des fermes des charpentes ? Cette disposition était courante dans les bâtiments de fermes pour le stockage des récoltes ; elle était également fréquente dans les entrepôts des quais ou dans les bâtiments de garnisons qui devaient entreposer l'armement et les vivres dans les planchers d'étages, comme c'est le cas pour le « magasin aux vivres » à Rochefort (Charente-Maritime) ou tel autre édifice plus modeste (Fig. 4.4). Ces exemples montrent des situations volontaires, c'est-à-dire prévues dès l'origine plus que des mesures de confortement *a posteriori*.

4.2.3 LE DÉSENCOMBREMENT

Il est des lieux où la présence de poteaux ne permet pas d'optimiser la fonction d'usage. La salle du Trône ou celle du Scrutin au palais ducal à Venise sont de ceux-ci (Fig. 4.5a) ; le plafond entièrement en bois est suspendu à la charpente, libérant la grande salle de tout encombrement structurel. Plus récemment, l'aéroport de Munich s'est doté d'une circulation extérieure suspendue au-dessus du trafic viaire (rappel, figure 1.37g). Le désencombrement est à l'origine d'une recherche de la prouesse que permettent aujourd'hui les matériaux dont l'élasticité est importante, qu'ils soient naturels, composites ou complètement artificiels. C'est ainsi par exemple que la voûte de la basilique Saint-François d'Assise en Italie a pu être reconstituée et remontée en 2000, après le tremblement de terre qui l'avait détruite ; elle est entièrement suspendue aux arcs qui font la charpente (Fig. 4.5b).

À une moindre échelle, il est aujourd'hui fréquent de libérer le volume d'un rez-de-chaussée affecté à une surface commerciale ou sociale, en suspendant le ou les planchers habitables des niveaux supérieurs. Ailleurs, ce sont des circulations voulues dès l'origine ou objet d'interventions ultérieures, comme c'est le cas de cette médiathèque de la Communauté urbaine de Lille (Fig. 4.6a à e). Suspendre est aussi un effet d'architecture donnant à



(a) *Plafonds du palais des Doges, à Venise (Italie)*



(b) *Voûte suspendue à Assise (Italie)*

Figure 4.5 Suspendre pour libérer le volume inférieur de tout encombrement.

l'espace un caractère insolite (Fig. 4.6f à h). Aujourd'hui, nombreux sont les sites historiques et notamment les ruines que visitent les touristes depuis des passerelles suspendues, évitant ainsi la présence de poteaux perforant les espaces sacralisés (Fig. 4.6i).



Figure 4.6 (a à e) Mise en suspension des planchers dans une médiathèque de la CU de Lille (Nord), à une charpente métallique enjambant la toiture ancienne conservée en tuiles. (f) Escalier de secours dans un immeuble en Hollande (Pays-Bas). (g, h) Couloirs de desserte dans l'université d'Amsterdam (Pays-Bas). (i) Passerelle au-dessus du forum romain à Carthagène (Espagne).

4.2.4 LA MOBILITÉ DES PLANCHERS

Le maître d'ouvrage du Centre Pompidou a voulu que les planchers puissent être mobiles verticalement pour s'adapter aux différents types d'expositions. Rappelons que les scènes des grands opéras étaient parfois suspendues quand d'autres étaient rotatives, notamment à l'Opéra Garnier (Paris), ce qui permettait de ne pas perdre de temps entre deux décors. Les mouvements étaient actionnés par un jeu de poulies et de crémaillères. C'est une préoccupation analogue qui transporte les skieurs vers le haut des pistes enneigées ou emmène les visiteurs sur les sites des foires et des expositions.

Ce panorama sur les quatre canaux de l'invention laisse entendre une complexité technique propre à chaque cas, même si à l'origine la contrainte est commune. Elle peut être analysée en suivant les points d'attention que sont la stabilité des porteurs, la résistance des suspentes, les niveaux de rigidité des planchers et la maîtrise des oscillations. Le préalable de cette investigation est de comprendre comment fonctionnent les systèmes suspensifs, dont les principes sont repris et développés dans le chapitre 2 du livre *Les structures de hautes performances* qui traite des structures tendues et des membranes.

4.3 LES SYSTÈMES SUSPENSIFS

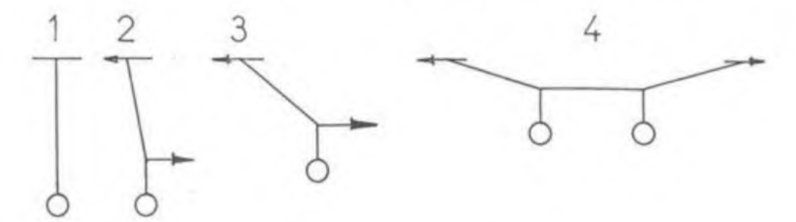
4.3.1 MÉCANISMES DE DÉFORMATIONS ET LECTURE ARCHITECTURALE

La figure 4.7 schématise les principes de déformation des tenseurs. La première ligne de croquis indique comment rééquilibrer une charge se déplaçant de la verticale de son point d'attache. La stabilisation schématisée sur la série centrale des croquis induit une première lecture architecturale et comment se lisent les réactions. La troisième série de dessins introduit la notion de flexibilité et comment elle peut être maîtrisée.

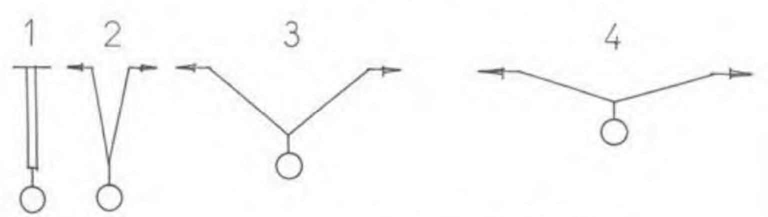
Il s'agit de comprendre les conditions d'équilibre du tenseur, en respectant les données précédentes (Fig. 4.8). Sous son poids propre, il dessine une chaînette. Chargé par les suspentes porteuses des planchers, il sera possible de lui donner deux formes gérées par la géométrie des coniques : l'une est la parabole lorsque les charges sont uniformes, et l'autre est l'ellipse si les charges portées augmentent avec l'éloignement du centre. En revanche, si les charges à porter sont plus ponctuelles, la géométrie du tenseur prendra celle du triangle (une seule charge), du trapèze (deux charges) ou du polygone sous l'effet de plusieurs charges. Les dessins sont soumis à des efforts verticaux symétriques, ce qui n'exclut pas des formes moins régulières en déplaçant les charges.

MECANISMES DE DEFORMATIONS DES POUTRES EN FONCTION DE LA POSITION DES TENSEURS

1-Schémas de transmission des charges



2-Interprétation architecturale



3-Introduction à la flexibilité

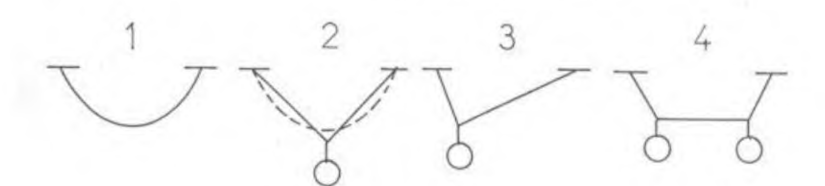
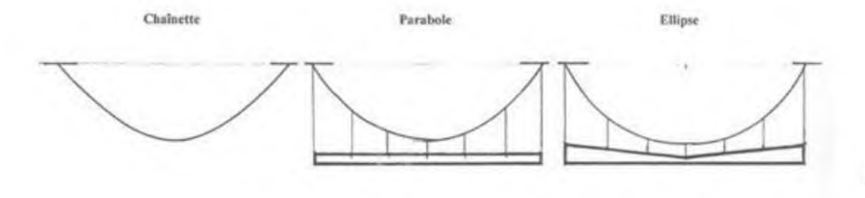


Figure 4.7 Mécanismes de déformation des tenseurs. *

GEOMETRIE DE DEFORMATIONS LIEES A LA POSITION DES TENSEURS



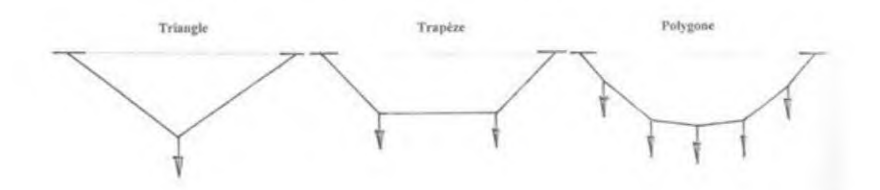


Figure 4.8 *

* Figures 4.7 à 4.12 : d'après H. Engel, *Sistemas de estructuras*, Gustavo Gili SA.

Se pose alors le problème de la stabilité des tenseurs, ce qui induit directement celle des planchers. Les croquis 1 et 2 de la figure 4.9 schématisent, pour l'un, la déformation aléatoire sous l'effet du vent et, pour l'autre, celle triangulaire engendrée par une charge mobile. Les dessins 3 et 4 donnent la première exigence de raidissement ; elle consiste à mettre en œuvre un tenseur dont le matériau est par essence peu déformable ou dont l'inertie de section géométrique est suffisante pour rester peu déformable. Alvaro Siza à Lisbonne a ainsi conçu son célèbre voile en béton précontraint dans une ambiance très ventée (Fig. 4.9, 3). Les deux derniers dessins se réfèrent à des solutions plus mécaniques : l'un introduit le concept de poutre tendue et l'autre celui des suspentes attachées à un plancher déjà très rigide.

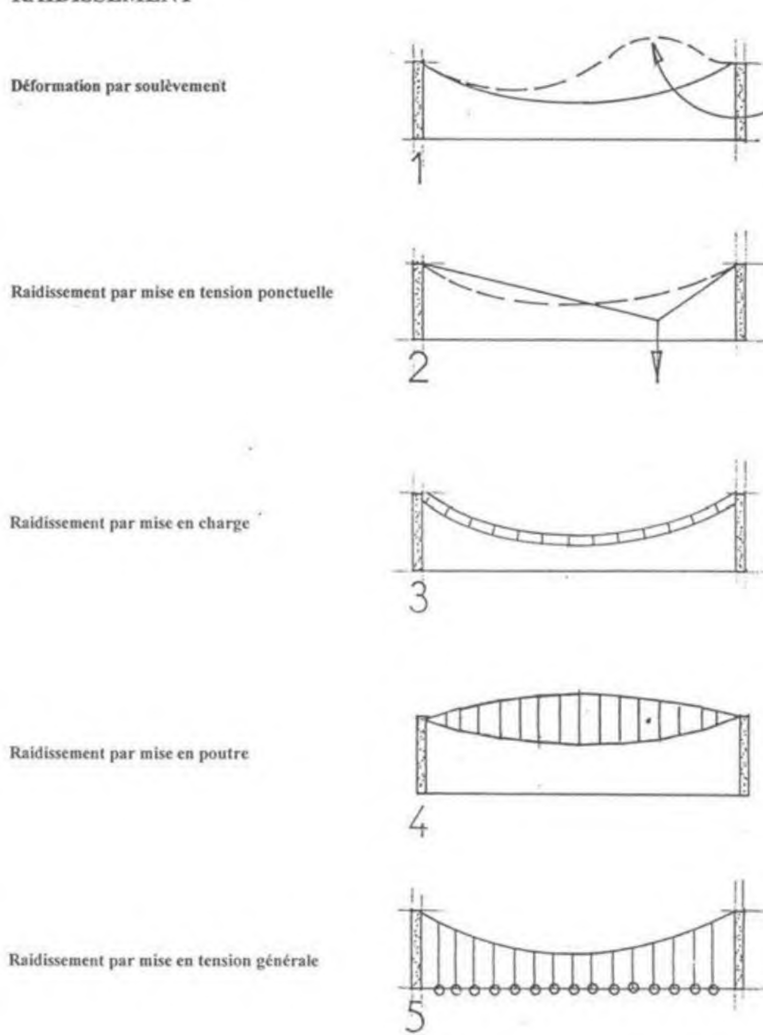


Figure 4.9 *

* Figures 4.7 à 4.12 : d'après H. Engel, *Sistemas de estructuras*, Gustavo Gili SA.

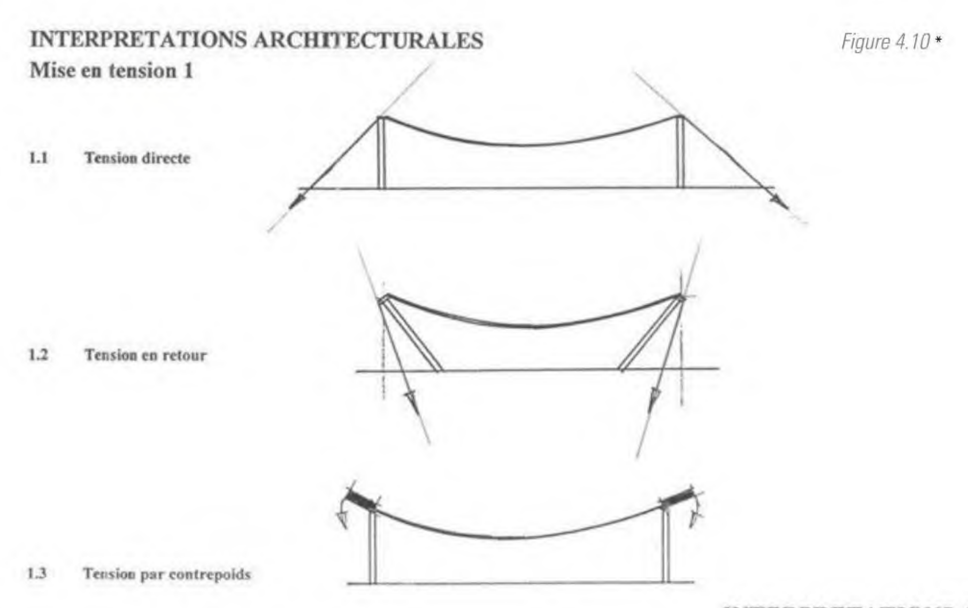


*Figure 4.10 **

INTERPRETATIONS ARCHITECTURALES
Mise en tension 2 à partir d'une poutre

Ces séries de dessins amènent aux réponses de principe permettant la lecture architecturale, base du projet. La figure 4.10 indique les trois façons de mettre en tension les barres (ou les câbles) sur lesquelles seront attachées les suspentes. Les deux premiers croquis mettent en évidence le rôle d'articulation des poteaux porteurs. Le troisième en appelle à un système de contrepoids, système un peu théorique dont l'audace reste très rare et qui impose que les pieds des porteurs soient encastrés.

Les exemples présentés sur la figure 4.11 laissent entendre qu'il existe un nombre important de solutions laissées à l'imagination architecturale qui ne peut de toute évidence pas rester étrangère à l'imagination constructive. Les images 1 et 2 sont applicables à des galeries couvertes ; le croquis 3 peut répondre à l'organisation de salles multi-sports, de musées ou de bâtiments de production ou de stockage, les murs transversaux pouvant bien entendu être percés ; le dessin 4 permet un sous-sol ; quant au schéma 5, il peut recevoir des gradins sur les contreforts intérieurs. La figure 4.11 n'est là que pour stimuler l'inventivité du lecteur et lui ouvrir les portes de bien des applications liées aux jeux des équilibres tendus.

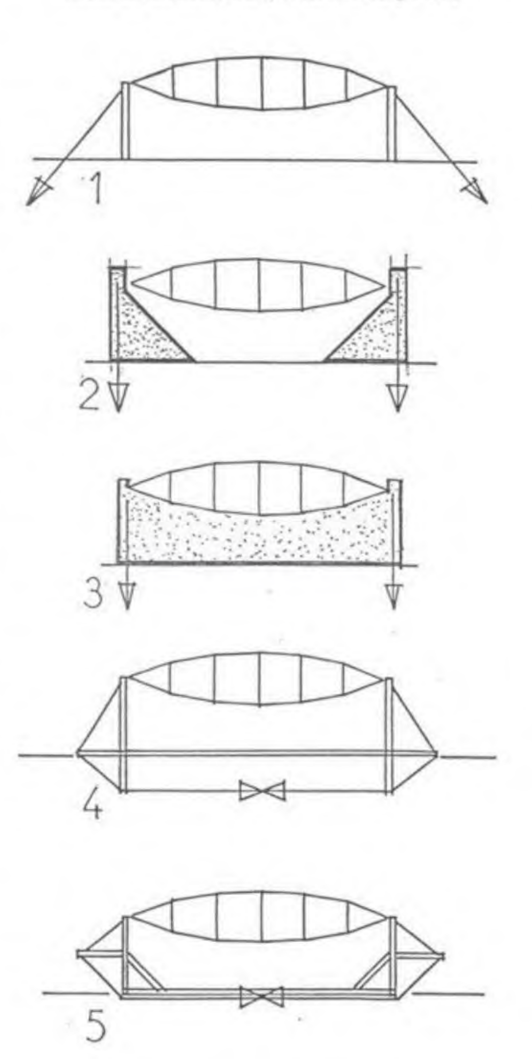


*Figure 4.11 **

Que la portée augmente et la simple poutre présentée précédemment risque de perdre de sa stabilité et peut se mettre en vrille, même si longitudinalement sont appelées en renfort des contrefiches rigides pour assurer la triangulation de l'ensemble, à l'instar d'une charpente traditionnelle en bois. Mais une charpente traditionnelle en bois ne travaille pas en tension. Le croquis 1 de la figure 4.12 dénote une certaine fragilité et le risque de voir la poutre perdre sa verticalité. Les croquis 2 et 3 apportent des solutions sur les grandes portées. Le schéma 2 rappelle celui d'une poutre encastrée à ses extrémités ; l'encastrement est réalisé par la tension. Le croquis 3 est celui d'une voûte avec ses points d'inflexion, dont il a été question dans les chapitres précédents et qui est développé dans le premier chapitre du livre *Les structures de hautes performances*. Ces trois schémas font cohabiter la déformée et la contre-déformée d'une poutre, ce qui impose une symétrie stricte des tensions.

*Figure 4.12 * Une solution aux grandes portées : la cohabitation de la déformée et de la contre-déformée d'une poutre.*

4.3.2 LA STABILITÉ DES PORTEURS

Tout portique est constitué d'un ou plusieurs poteaux (ou murs) et d'au moins une poutre (ou un plancher) entre deux porteurs. Les systèmes de planchers suspendus entrent dans ce registre. Cependant, la définition des « porteurs » est plus complexe que celle arrêtée dans les cas des poteaux et poutres ou planchers, comme dans le cas des noyaux.

* Figures 4.7 à 4.12 : d'après H. Engel, *Sistemas de estructuras*, Gustavo Gili SA.

À partir de la géométrie des efforts, il est possible de répertorier cinq familles de porteurs sachant que, si les « poutres » peuvent être en câbles dans le monde des ouvrages d'art, elles ne sauraient encore l'être dans celui du bâtiment ; en effet, ces câbles tendus restent encore trop susceptibles d'entraîner des oscillations inconfortables pour les planchers qui leur seraient suspendus. Les poutres sont donc, pour l'heure encore, des barres rigides de béton parfois, mais plutôt de bois ou d'acier. Il en est de même des poteaux (ou des murs) qui portent leurs liaisons.

Typologie n° 1 (Fig. 4.13) *: deux poteaux encastrés en pied et une poutre encastrée en leurs sommets*

Le porteur est autostable ; toutefois, les liaisons par encastrement ne participent que faiblement à la dissipation de l'énergie, laquelle doit être quasi entièrement assurée par les barres. Celles-ci sont donc soumises à des efforts tranchants importants qui induisent des cisaillements et des torsions contre lesquelles il ne peut être opposé qu'une forte inertie. Cette option amène à dimensionner des sections importantes. Par voie de conséquence, la structure vibre longtemps à chaque sollicitation puisque seule la qualité du sol porteur peut assurer la dissipation de l'énergie résiduelle. Pour raccourcir la durée des vibrations, les liaisons des suspentes des planchers aux poutres devront prendre en charge ce rôle dissipateur. Ce système s'appelle un « cadre » qui est rigide par définition et peu approprié aux édifices de quelque importance.

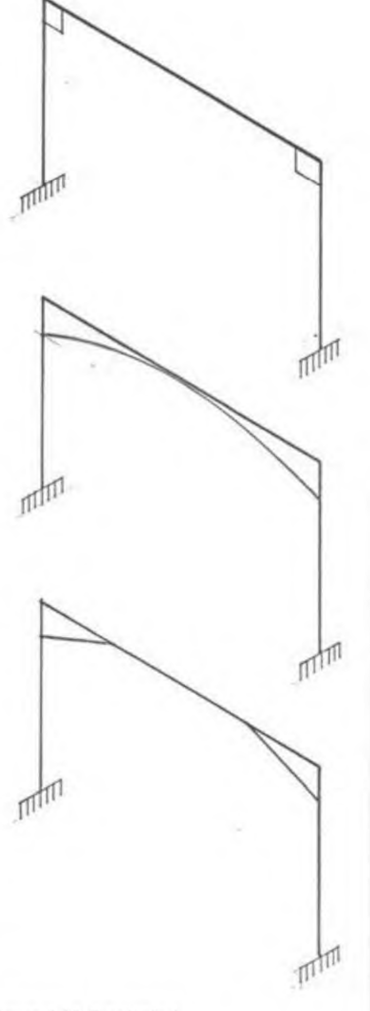


Figure 4.13 Typologie 1.

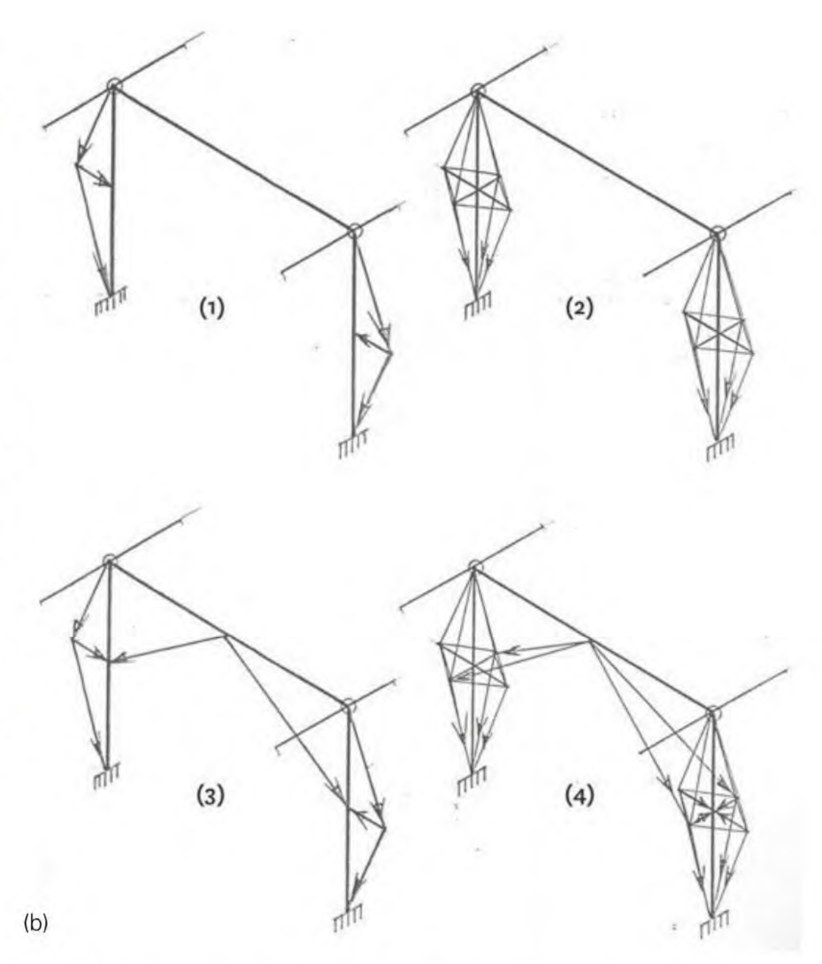
Typologie n° 2 (Fig. 4.14) *: deux poteaux encastrés en pied et une poutre articulée en leurs sommets*

Ce système est traditionnel des petites et moyennes structures. Toutefois, les suspentes des planchers, ne sollicitant que la poutre, peuvent entraîner le flambage des poteaux, à moins que ceux-ci ne soient calibrés sur des sections très importantes. Pour éviter cette déformation, la poutre est mise en tension à l'aide de tirants qui ramènent une partie des efforts en pieds des poteaux (Fig. 4.14b, 1). Une barre d'écartement sert d'antiflambage. Si ce système ne raidit pas suffisamment le poteau, il peut être doublé, quadruplé (Fig. 4.14b, 2) et plus encore jusqu'à transformer le poteau en un volume constitué de deux cônes accolés par leurs bases. Ces tirants peuvent cheminer selon des articulations plus sophistiquées, selon par exemple le procédé qui a été adopté pour les hangars sous douanes à Orly (Val-de-Marne) (Fig. 4.14a). Enfin, des bielles internes peuvent venir contrebalancer les effets des barres antiflambage (Fig. 4.14b, 3/4). Un complément de stabilité en cas de pression trop forte au niveau des articulations au sommet des poteaux peut être assuré par un contreventement dans le plan du portique, à l'aide de croix de saint André, de contre-portiques ou de panneaux de rigidité.





(a)



(b)

Figure 4.14 Stabilisation des porteurs : typologie 2.

Ces déclinaisons sont évidemment gérées par le calcul, qui met en paramètres les matériaux et leurs niveaux de réponse physique.

Typologie n° 3 (Fig. 4.15) ***: deux poteaux articulés en pied et une poutre articulée en leurs sommets, la stabilité étant assurée par deux jeux de tirants***

Le premier dessin de cette famille est celui de la tente traditionnelle, portique autostable raidi par deux jeux de deux tenseurs. Le système peut ensuite être sophistiqué en interposant une barre sur les poteaux, dans le plan des tenseurs, ce qui a l'avantage de trianguler la liaison des poteaux et de la poutre. Le modèle peut être ensuite décliné.



Figure 4.15 Stabilisation des porteurs : typologie 3.

Typologie n° 4 (Fig. 4.16 à 4.20) ***: deux poteaux articulés en pied et une poutre articulée en leurs sommets***

– Croquis a (Fig. 4.16) – Le portique à deux poutres sur consoles est en équilibre statique.

– Croquis b (Fig. 4.16) – Le portique peut n'avoir qu'une seule poutre, les consoles servant à organiser l'équilibre statique.

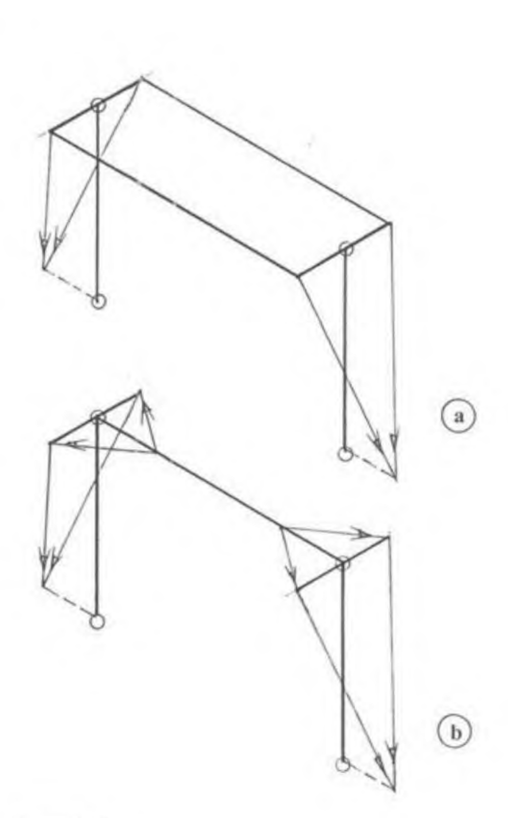
– Croquis c et d (Fig. 4.17) – Tenseurs verticaux et contreventements assurent l'équilibre dynamique.

– Croquis e, f et g (Fig. 4.18) – Pour contrecarrer des actions dynamiques de plus en plus importantes, un renforcement des contreventements s'impose, amenant à une architecture plus marquée.

– Croquis h et i (Fig. 4.19) – Poursuite des renforcements et effets sur la traduction architecturale.

– Croquis j et k (Fig. 4.19) – La poutre s'encastre dans les poteaux et augmente son inertie.

Le scénario présenté avec les onze croquis précédents peut être lu de toute autre façon. Le principe est de conserver une progression des triangulations sachant que, pour une raison de dissipation d'énergie, les liaisons restent articulées.



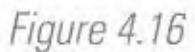


Figure 4.16

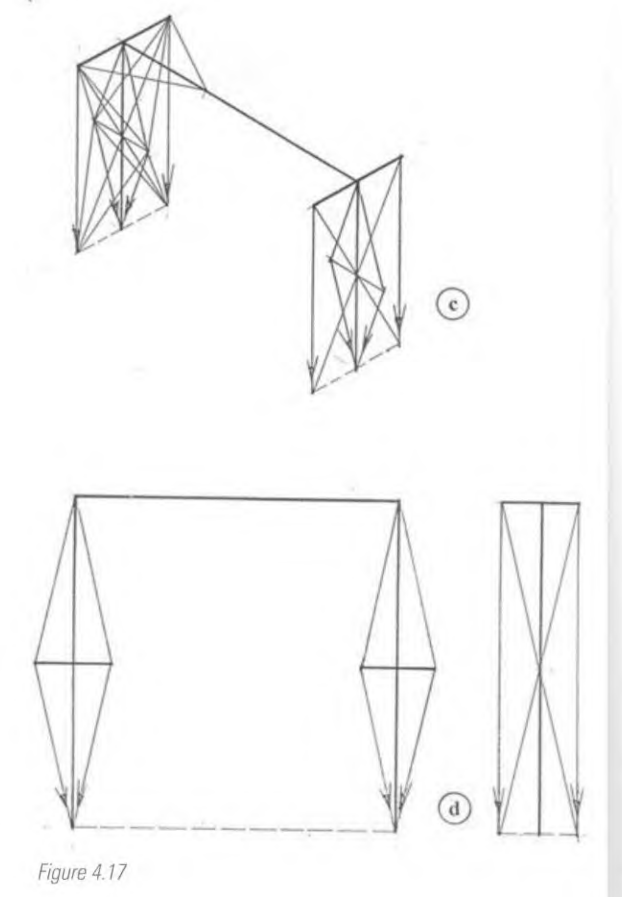


Figure 4.17



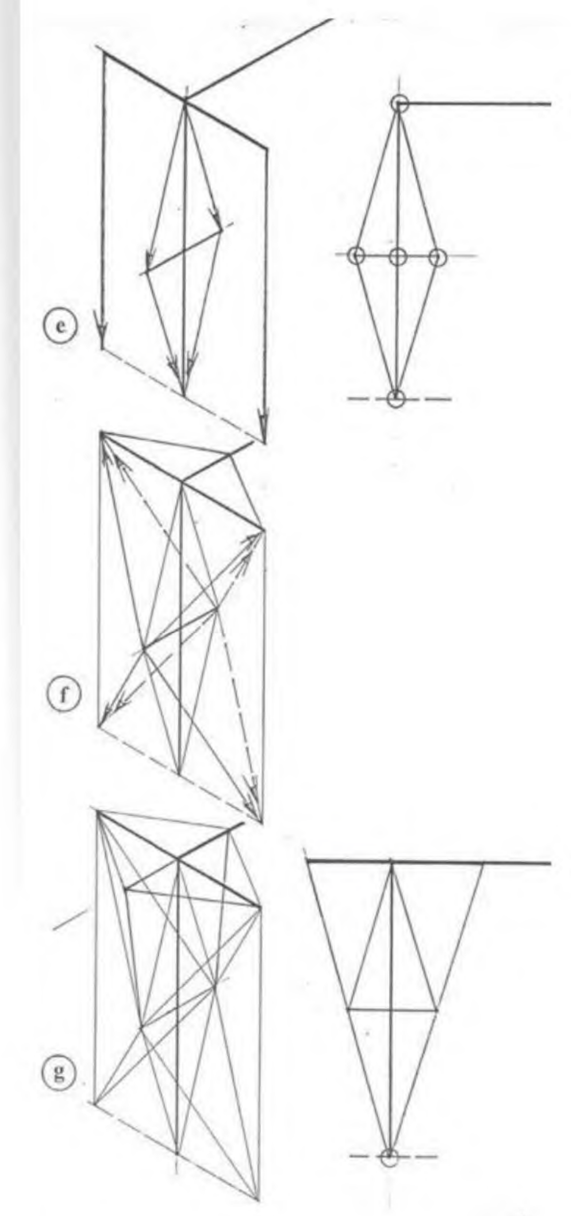


Figure 4.18

h
i
j
k

Figure 4.19

Typologie n° 5** (Fig. 4.20) **: trois poteaux (ou plus) articulés en pied et trois poutres (ou plus) encastrées ou articulées en leurs sommets

Du point de vue statique (compression verticale), rien ne diffère le dessin d'un assemblage de portiques simples tels que présentés dans le chapitre 1. En revanche, du point de vue dynamique, les contreventements sont indispensables et à 100 % sur chacune des faces. De plus, la stabilité sera d'autant mieux assurée qu'en plan ces portiques s'organisent sur une trame triangulaire, ce qui n'impose cependant pas que tous les triangles soient identiques.

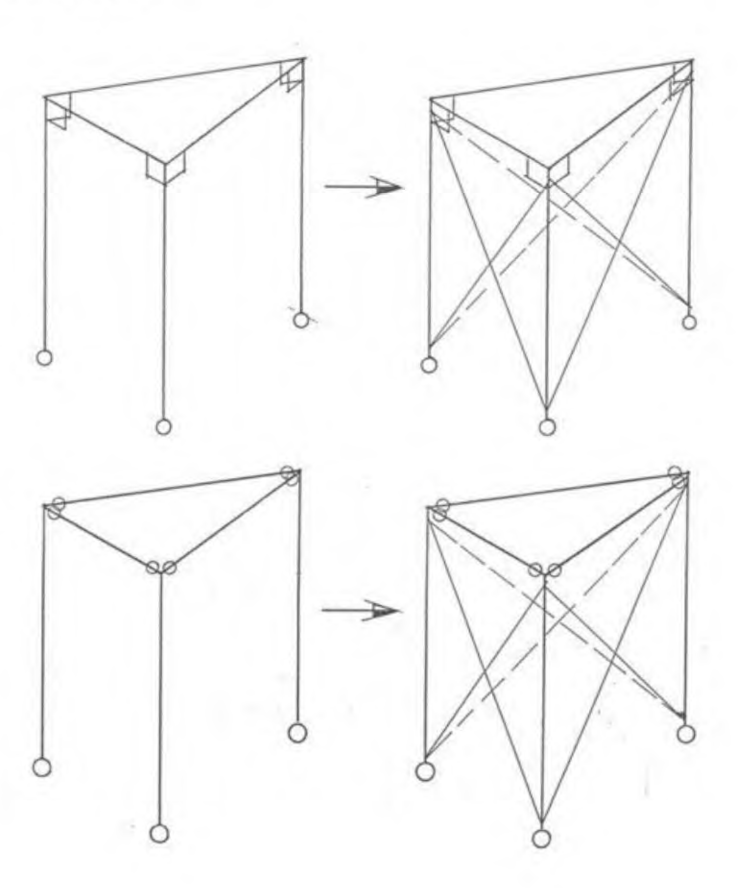
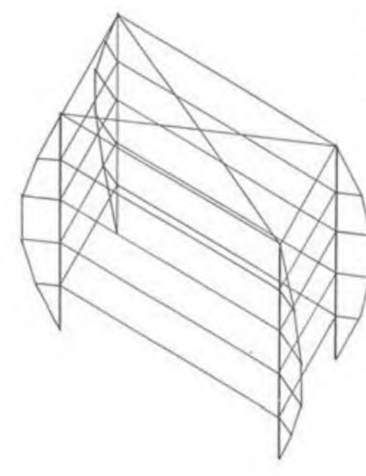
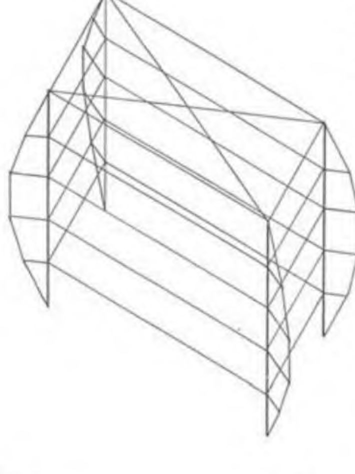


Figure 4.20 Stabilisation des porteurs : typologie 5.

4.3.3 CONCEPTION GÉNÉRALE DE LA STABILITÉ

La stabilité d'un volume régulier peut se concevoir simplement à partir des diagonales de contreventement de ses planchers. Toutefois, ces diagonales ne sont pas parfaitement rigides et se déforment selon une sinusoïde qui fait osciller les contreforts. Le premier objectif est de réduire la déformation en augmentant la rigidité. Cette action passe par le confinement des planchers, ce qui est le rôle d'une ceinture active, par la mise en place de contreventements verticaux au moins dans le sens de l'inertie maximale et par l'augmentation de la raideur des porteurs (Fig. 4.21 et 4.22).

1- Définition architecturale des planchers
2- Mise en place des porteurs en mode isostatique
3- Tracé des diagonales des planchers. Si la superposition des planchers est complexe, rechercher le centre de gravité de chacun et construire les diagonales principales

Déformation de principe des porteurs sous l'action statique des masses à porter et sous l'action dynamique des planchers (réagissant aux charges horizontales)

Figure 4.21 Processus de conception (1)

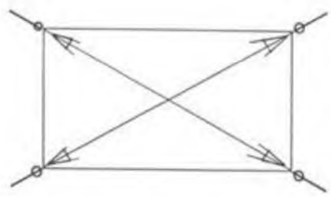
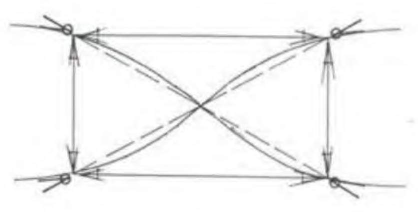
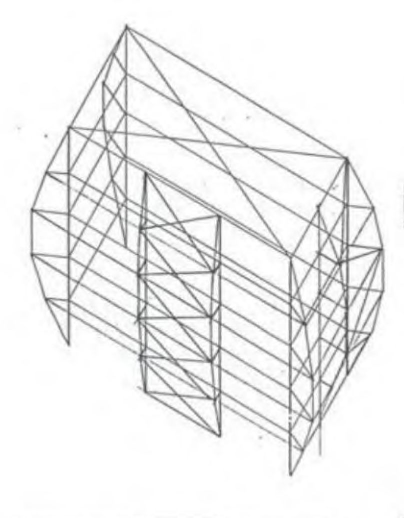


Schéma réactif d'équilibre

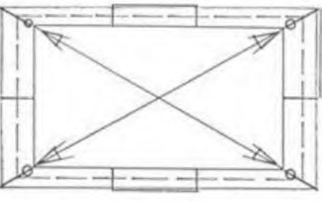


Comportement élastique des planchers confinés par la ceinture

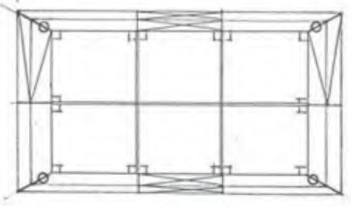


4- Minimiser la déformation des planchers en augmentant la raideur générale de la structure : adjonction de poteaux et mise en place des contreventements en 3D

Figure 4.22 Processus de conception (2)

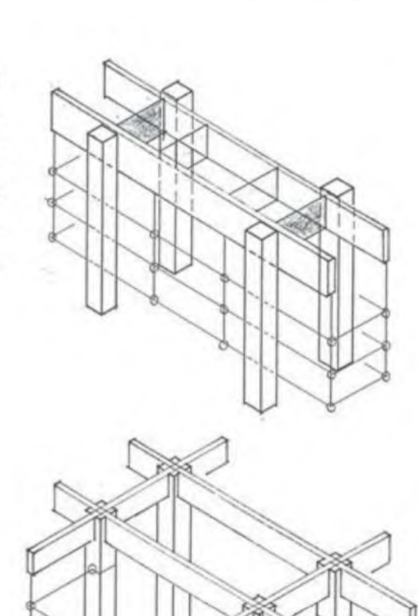


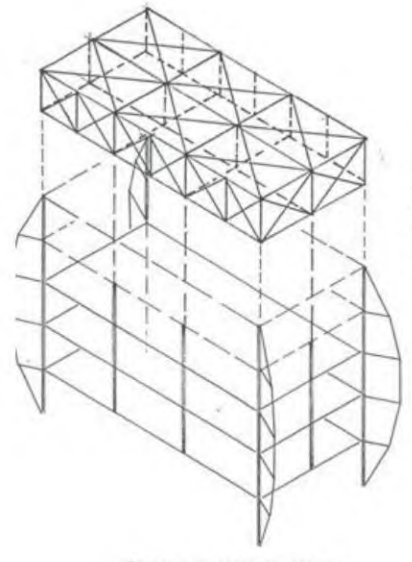
- Mise en compression latérale des porteurs
- Mise en compression du plan du plancher
- Mise en place des contreventements généraux



- Raidissement des planchers par des poutres encastrées dans la ceinture.

La deuxième étape concerne la poutre sommitale portante. Sa conception est traditionnelle, c'est-à-dire celle d'une poutre encastrée à ses extrémités dans les poteaux porteurs, que celle-ci leur soit liée directement ou indirectement (Fig. 4.23). Les planchers portés sont la réplique de la poutre de suspente. Dès lors, le raisonnement suit ce qui est déjà connu pour la conception des poutres et des poteaux, dans une gamme inventive relativement large (Fig. 4.24).





5- Dessin et calcul de la poutre sommitale destinée à supporter les planchers à l'aide des barres de tension
6- Les planchers portés auront a priori, la même géométrie de structure que celle de la poutre sommitale

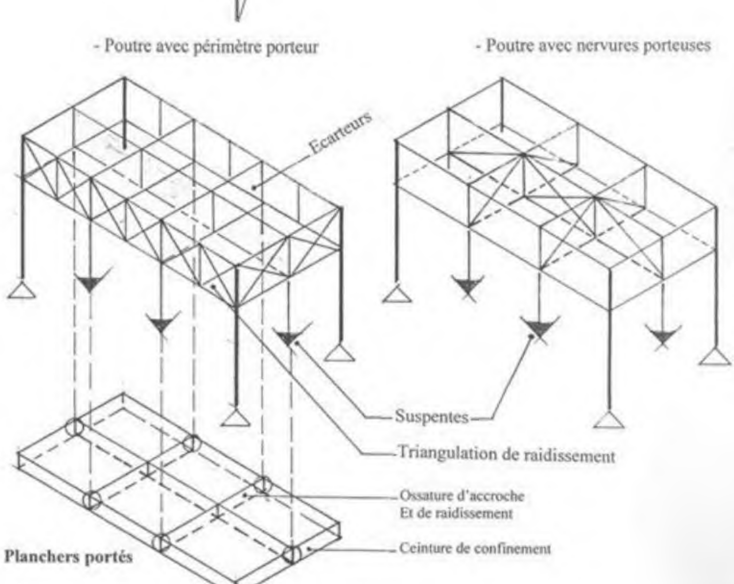


Figure 4.23 Processus de conception (3)

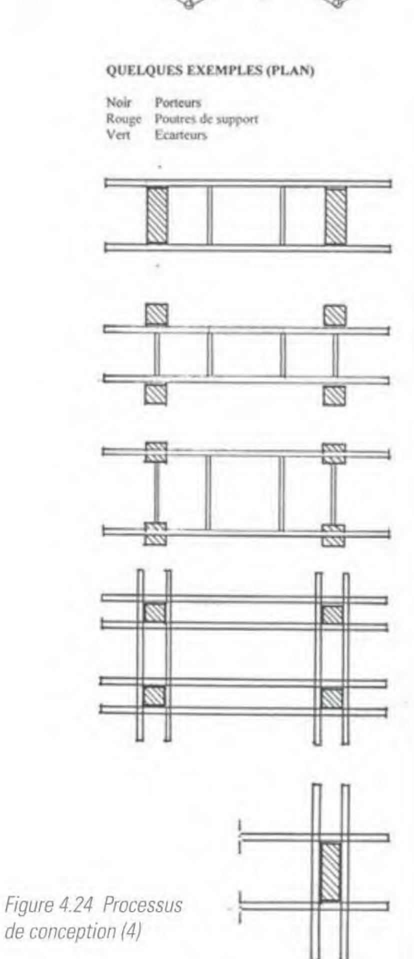


Figure 4.24 Processus de conception (4)

https://www.GCAlgerie.com/

4.3.4 POUTRES PORTEUSES

Rappelons que la définition des poutres porteuses est en grande partie liée à leurs appuis. Elle peut se résumer à trois formes de réponses recourant à l'équilibre sous sollicitations statiques (verticales). En revanche, pour éviter les oscillations sous sollicitations dynamiques (horizontales), il sera fait appel à des stabilisateurs.

• Une réponse (Fig. 4.25) est le porte-à-faux. La poutre (ou les poutres) est encastrée à l'une de ses extrémités dans un porteur, lui-même encastré en pied. Sa conception est celle d'une console devant porter des masses ponctuelles réparties régulièrement ou non. Elle accuse une déformée et son dessin est celui de sa contre-déformée dont des traductions simples sont données sur l'image citée.

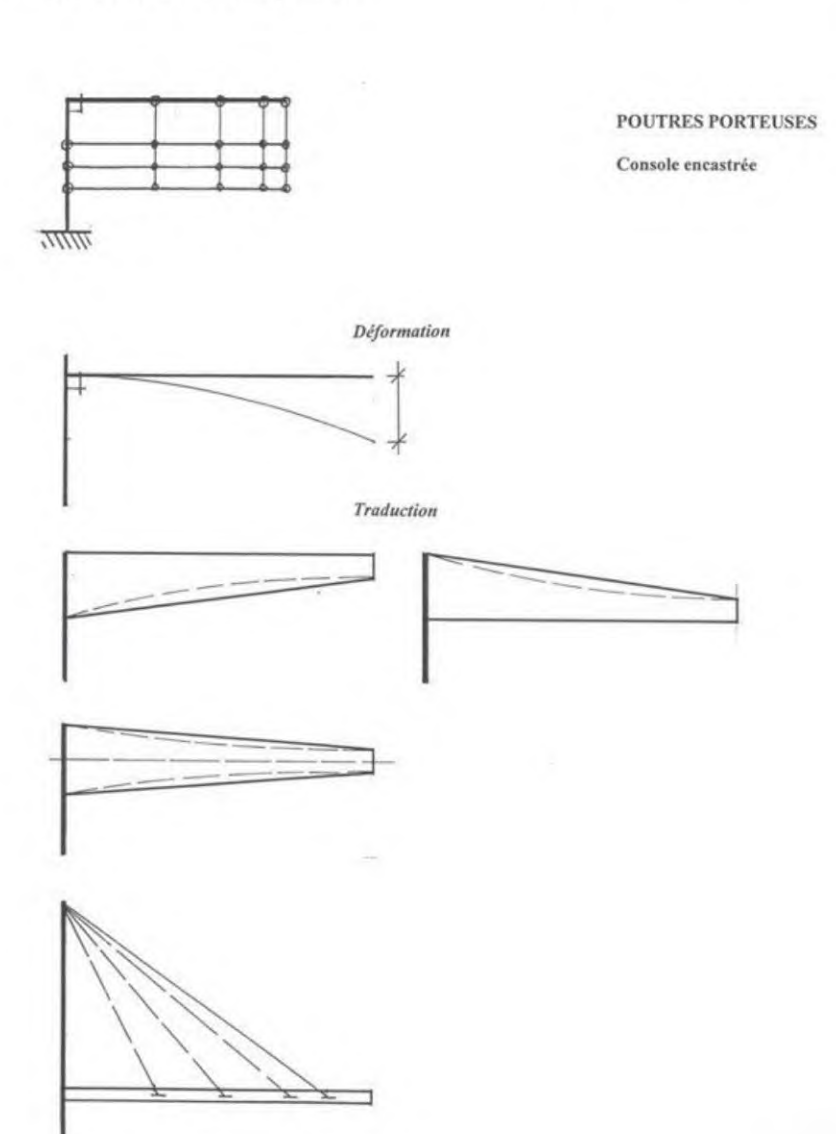


Figure 4.25 Le porte-à-faux.

https://www.GCAlgerie.com/

• Une autre (Fig. 4.26) utilise le principe du contrepoids. Les flèches de déformation n'ont pas les mêmes valeurs, celles-ci étant liées aux portées. Le rééquilibrage se fait en ajustant les masses d'un côté ou de l'autre pour obtenir une situation d'équilibre. Celle-ci peut être confortée par un tendeur. La liaison de la poutre (ou des poutres) à son support est généralement encastrée. Elle peut être articulée si elle est elle-même suspendue à son porteur, la triangulation étant assurée par les suspentes.

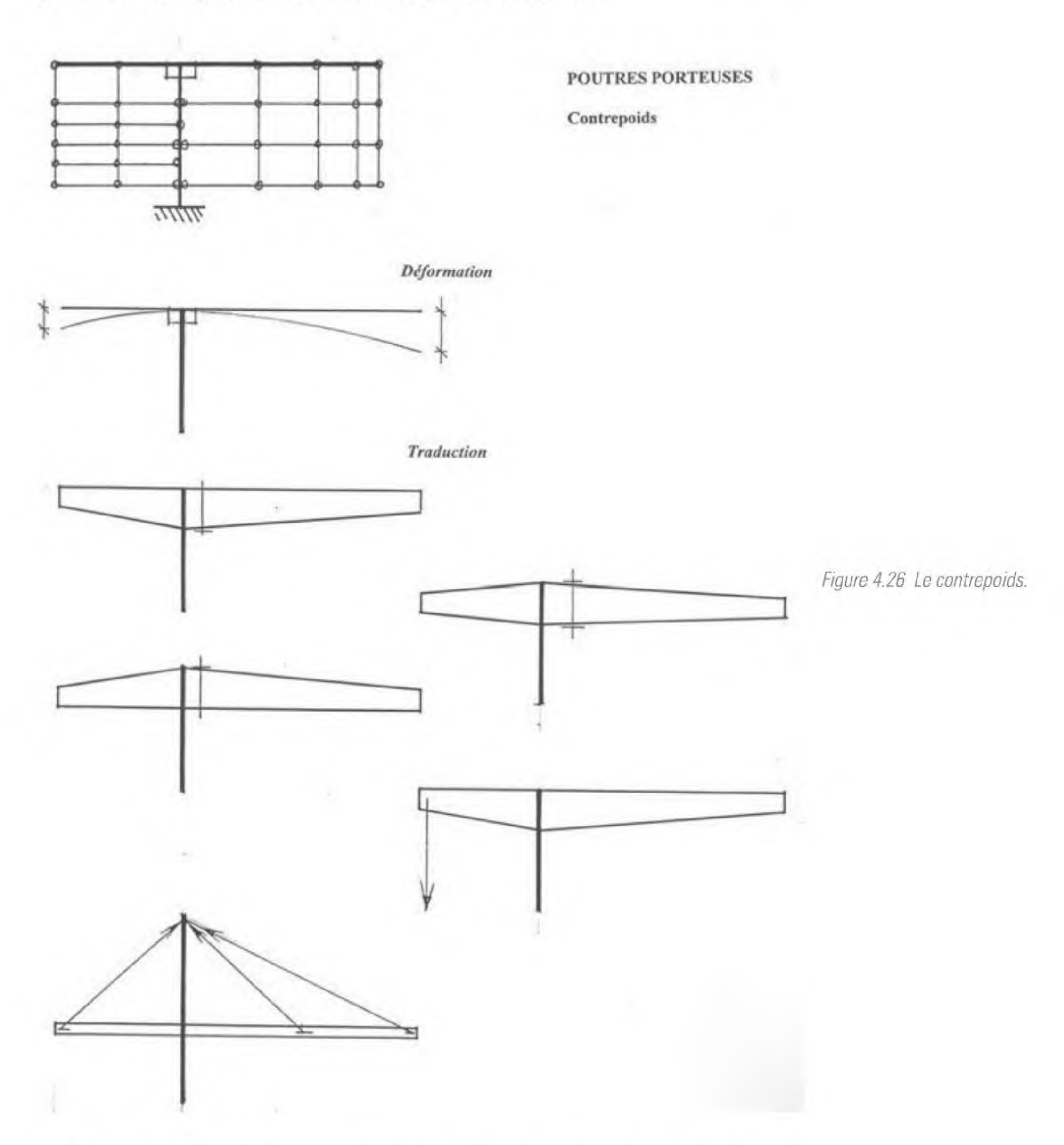
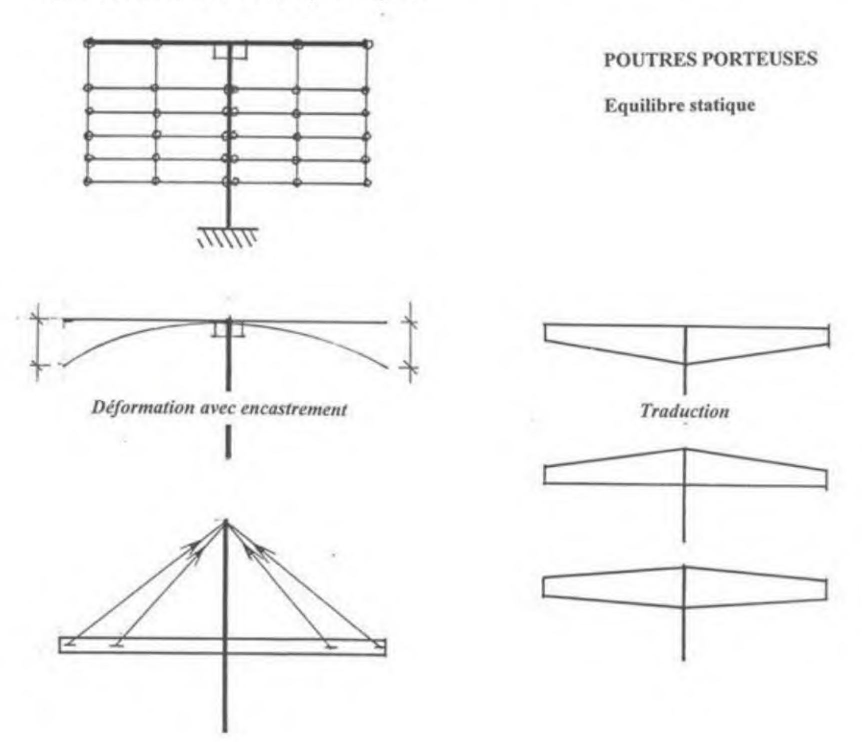


Figure 4.26 Le contrepoids.

• La troisième forme de réponse (Fig. 4.27) est conçue sur le principe d'un équilibre statique naturel, avec autant de poids de part et d'autre du porteur, celui-ci se comportant en fléau. Les flèches de déformations sont identiques. La liaison de la poutre (ou des poutres) au porteur est généralement encastrée. Dans le cas où elle lui serait suspendue par des tenseurs

articulés à leurs extrémités, c'est leur triangulation qui assurerait la stabilité. Cette liaison peut être articulée, ce qui ne pose pas de problème de conception en situation statique mais exige la mise en place de stabilisateurs sous sollicitations dynamiques.



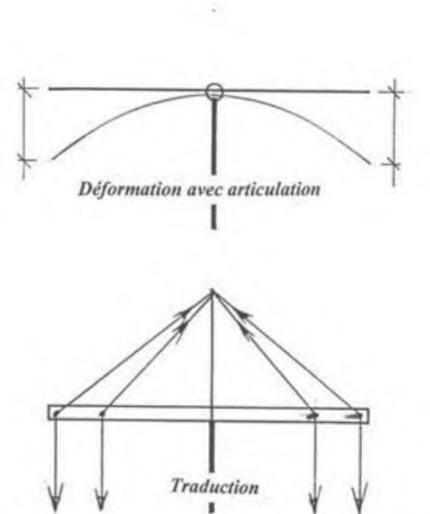


Figure 4.27 Identité des charges.

Le dessin des poutres porteuses est, ici encore, la contre-déformée. La méthode consiste d'abord à tracer l'emplacement des attaches des suspentes. Le choix de suspendre les planchers est dicté par un problème d'encombrement des porteurs dans les espaces habitables. C'est donc cette exigence majeure d'utilisation des planchers, exigence d'architecture,

qui va composer la trame. Elle peut être régulière comme ne pas l'être. La figure 4.28 fait arbitrairement état d'une trame régulière de suspentes. Ensuite, au droit de chacune de ces suspentes, le calcul d'inertie définit la section appropriée. Il reste à relier les points entre eux pour avoir le profil en long de la poutre. La figure par simplification reprend les dessins des contre-déformées en charges symétriques. Dans toute autre situation, ce dessin serait amendé. Toutefois, les trois cas présentés se retrouveraient, avec la flèche vers le bas ou vers le haut, ou encore de part et d'autre d'un axe longitudinal.

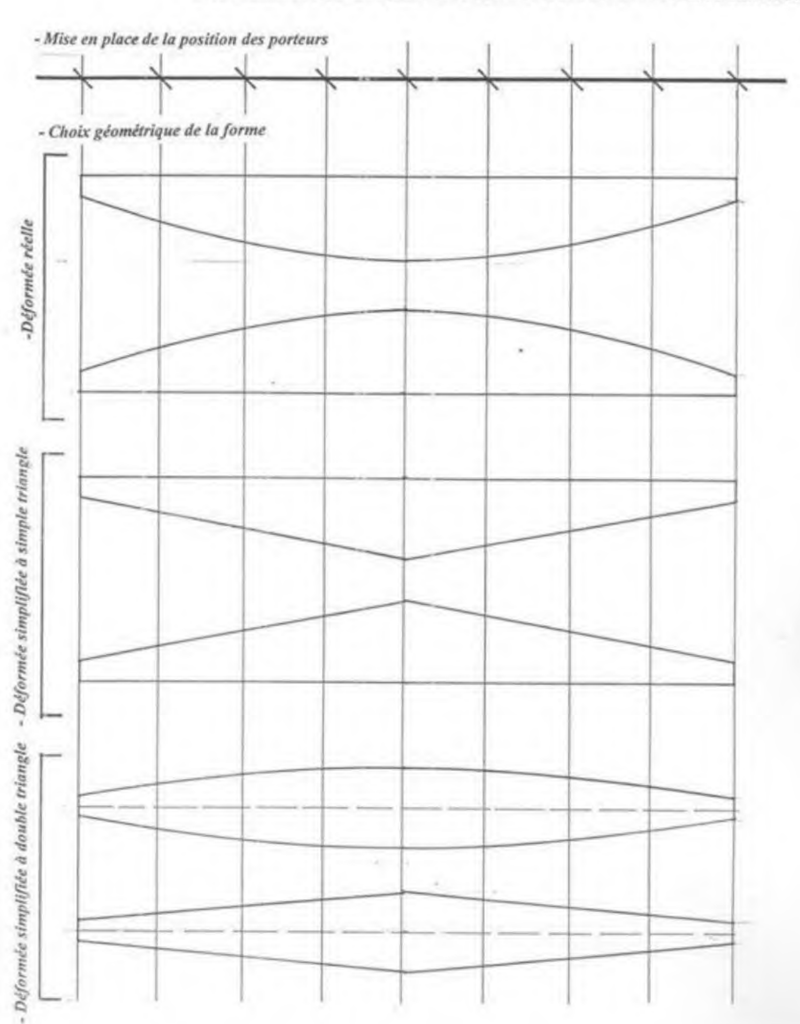


Figure 4.28 Dessin du profil d'une poutre à partir de la position des suspentes.

Les exemples de réalisations cités dans le chapitre montrent toujours des équilibres basés sur la géométrie formelle (à partir d'un fléau porteur) et la symétrie des charges. C'est évidemment la solution la plus simple du point de vue statique sachant qu'il faut ensuite compenser les mouvements induits par les charges dynamiques.

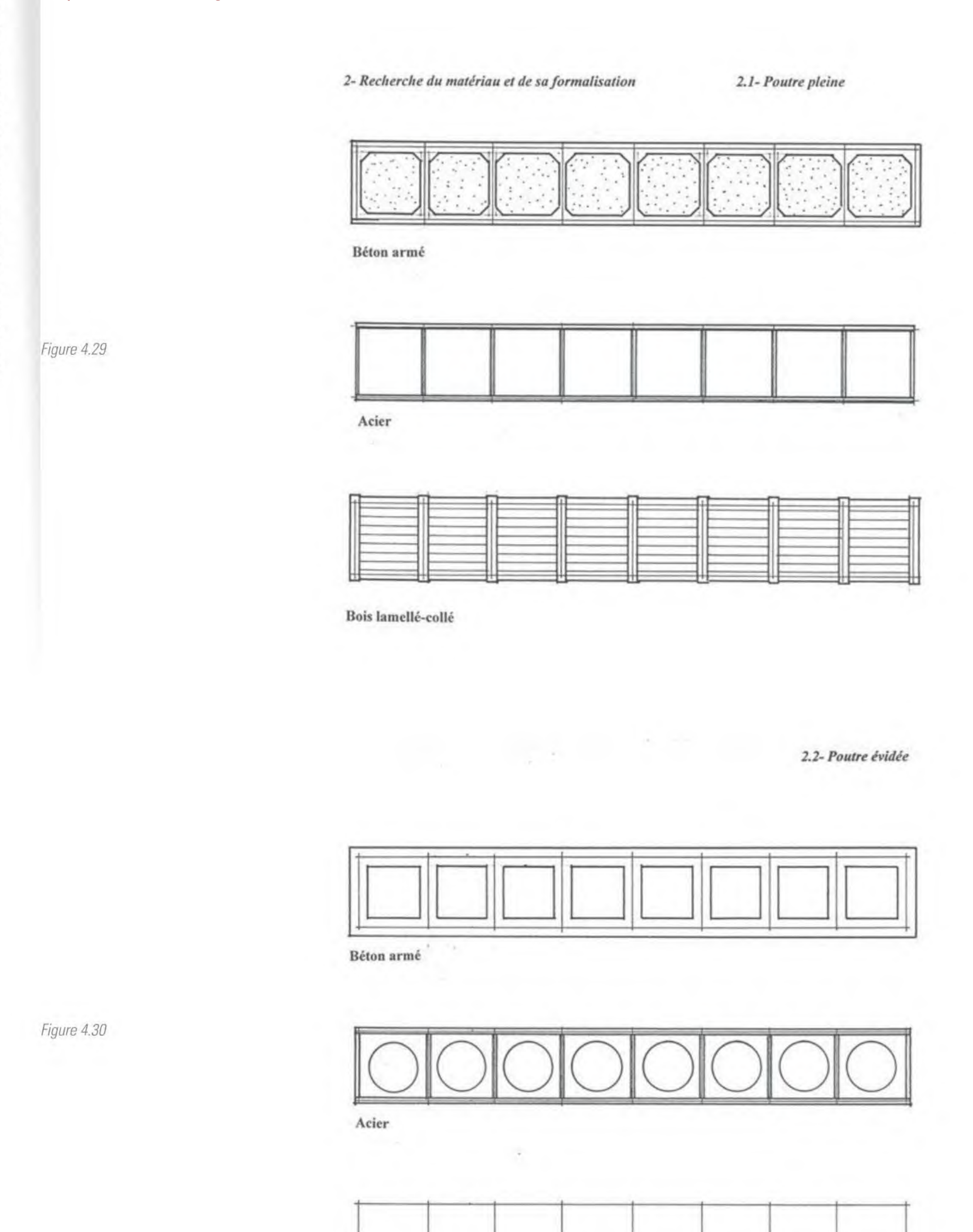


Figure 4.29

Figure 4.30

Une fois le choix du dessin de poutre arrêté, l'importance de la flexion va dicter le matériau qui pourrait répondre au mieux, chacun ayant sa propre élasticité. Il est également guidé par l'encombrement disponible en fonction de l'élasticité, certes, mais aussi de la portée. Enfin, la fonction d'usage peut induire une hauteur de poutre dès lors que les espaces interstitiels sont affectés à certaines machineries (élévateurs, ventilation, climatisation et autres, voire même l'habitabilité). Les poutres pourront alors être dessinées en béton armé, en acier ou en bois (notamment en lamellé-collé). Leur profil en long sera soit plein (Fig. 4.29), soit évidé (Fig. 4.30), soit en treillis (Fig. 4.31), liste non limitative laissée à l'invention des concepteurs.

Les trois figures citées font état de poutres droites de section constante. Il est entendu que ces poutres doivent avoir le profil en long adapté aux contraintes statiques et dynamiques, et non recourir à une telle expression simplifiée (Fig. 4.32).

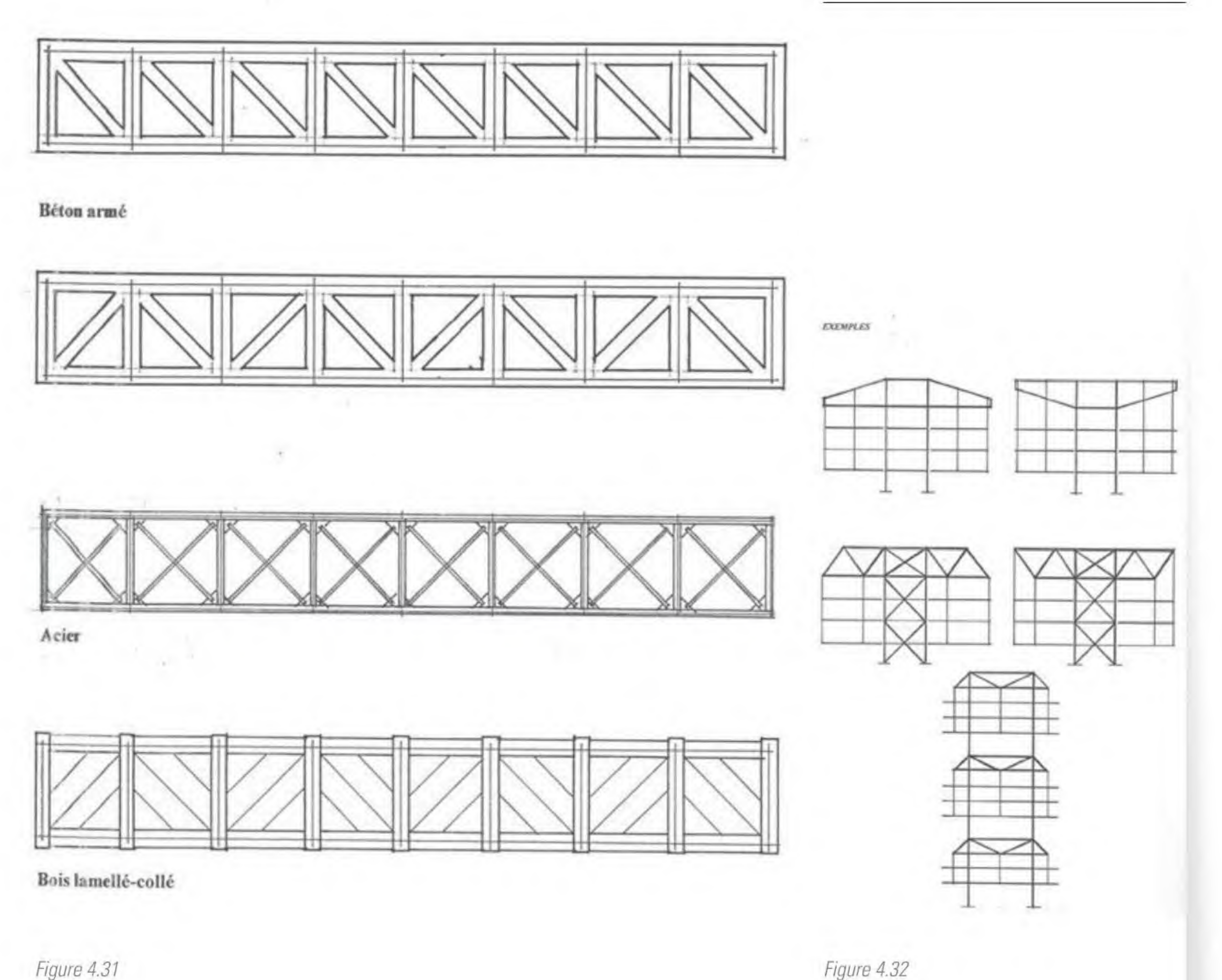


Figure 4.31

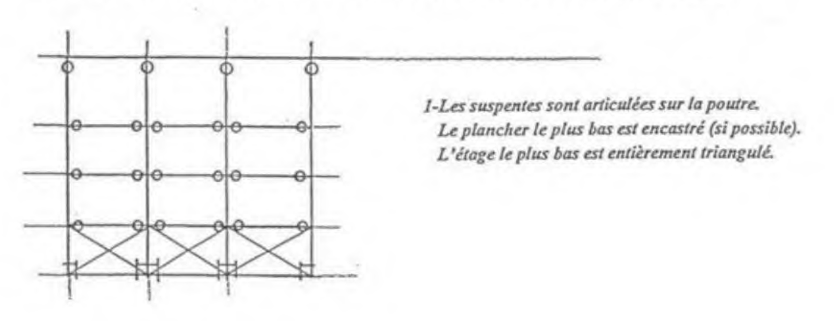
Figure 4.32

4.3.5 SUSPENTES

La règle est que les suspentes aient des liaisons articulées. Leur rôle est de porter les planchers mais aussi de dissiper l'énergie issue des sollicitations dynamiques, protégeant les planchers des vibrations et isolant la structure portante des mouvements potentiels générés par le vent et les charges mobiles internes. Inversement, elles ont pour rôle d'isoler les planchers des vibrations émises par les tremblements de terre et conduites par la structure portante. La dissipation d'énergie est assumée par les barres mais surtout par les attaches.

La figure 4.33 intègre une triangulation. Celle-ci n'est pas systématique. Elle vise à introduire une certaine rigidité dans le comportement oscillatoire des planchers. Il est à noter que le plancher le plus bas a une liaison aux suspentes de préférence encastrée qui peut être confortée par une

PRINCIPES SCHEMATIQUES DES RELATIONS POUTRES ET SUSPENTES



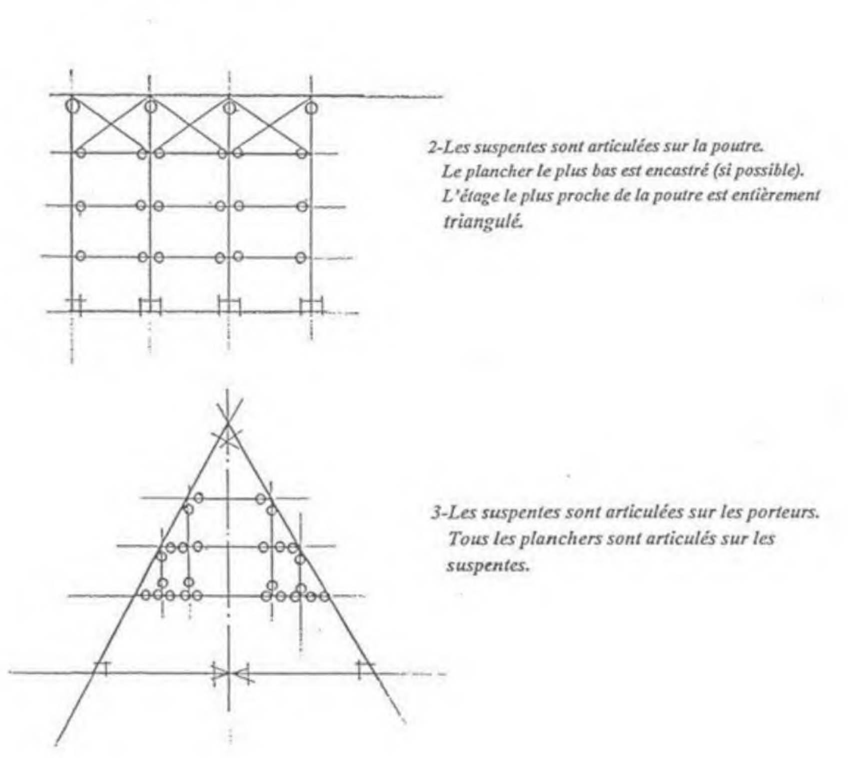


Figure 4.33 Organisation et liaisons des suspentes.

triangulation d'un niveau entier par exemple (croquis du haut). Toutefois, cet apport de rigidité peut être mis en œuvre dès le niveau le plus proche de la poutre porteuse (croquis central). L'apport de ces techniques à la gestion des raideurs peut être remplacé ou complété par une volonté architecturale dont le principe est de faire remplir le rôle de triangulation (stabilité générale) par le dessin de la structure portante (croquis du bas).

Les suspentes

Elles sont réalisées avec un matériau qui a une importante résistance à la tension mais également à la torsion et à la flexion. L'acier a les performances les meilleures, ce qui n'exclut ni le béton armé ni le bois dans leurs champs de performances. Tel matériau composite pourra sans doute un jour répondre à ces exigences, non pas qu'il n'existe pas mais parce qu'il est trop onéreux pour un usage courant dans le bâtiment.

En acier, les suspentes sont de deux types : soit des profils en H (ou en tube circulaire, polygonal centré ou carré) qui ont un comportement à peu près homogène sur leur plan de section, soit en I si le mouvement de balancement a une direction préférentielle. En béton armé ou en bois, il s'agit de sections carrées, circulaires ou polygonales centrées, ou de barres pleines de sections circulaires. La sécurisation est assurée par leur doublement, chacune pouvant seule répondre à toutes les contraintes statiques et dynamiques.

Les attaches

Le matériau le mieux approprié est également l'acier, ce qui n'exclut pas le bois pour des tensions modestes ou le béton armé dans un autre registre. Trois situations peuvent se présenter selon les fonctions d'usage de l'édifice. Elles pourront ne pas être sécurisées, ce qui limite l'intervention à un simple boulonnage de platines (Fig. 4.34). La sécurisation des suspentes passant par leur doublement, la prise en moise des poutres des planchers avec un confinement par des U est une réponse satisfaisante. La poutre doit être boulonnée (ou vissée s'il s'agit de bois) avec les écarteurs des moises (Fig. 4.35).

Dans le cas de poutres porteuses en treillis, les suspentes sont géométriquement dans la prolongation des poinçons. Leur attache peut ne pas être sécurisée (Fig. 4.36) ou l'être selon la fonction d'usage, et dans ce cas il sera recouru au moisage (Fig. 4.37).

C'est au niveau des attaches que se concentrent les nœuds des barres de triangulation (contreventement) (Fig. 4.38), qu'il s'agisse de profilés ou de barres (Fig. 4.39).

Les attaches pour les suspentes par barres ont leurs propres technologies, comme évidemment celles qui sont réalisées avec des profilés courants (Fig. 4.40).

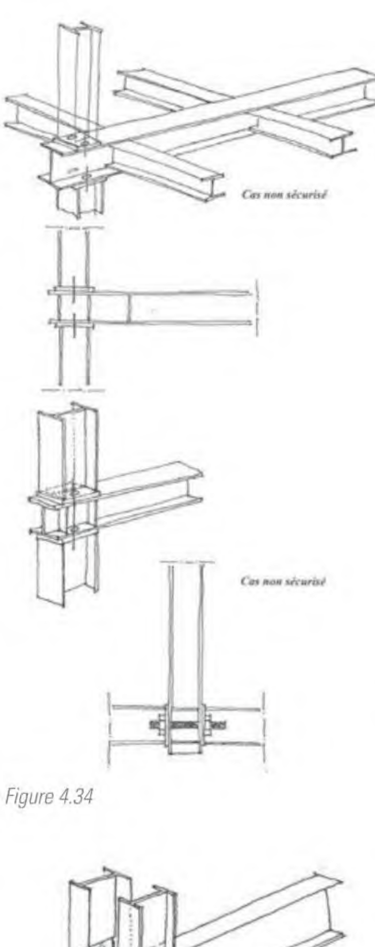


Figure 4.34

CAS SECURISE

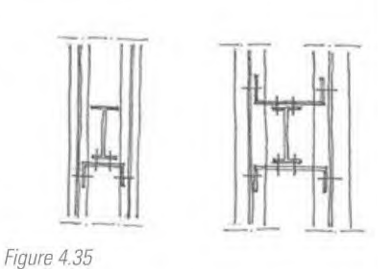


Figure 4.35

Figures 4.34 à 4.40 Quelques détails d'attaches de suspentes métalliques (croquis de cours de l'auteur).

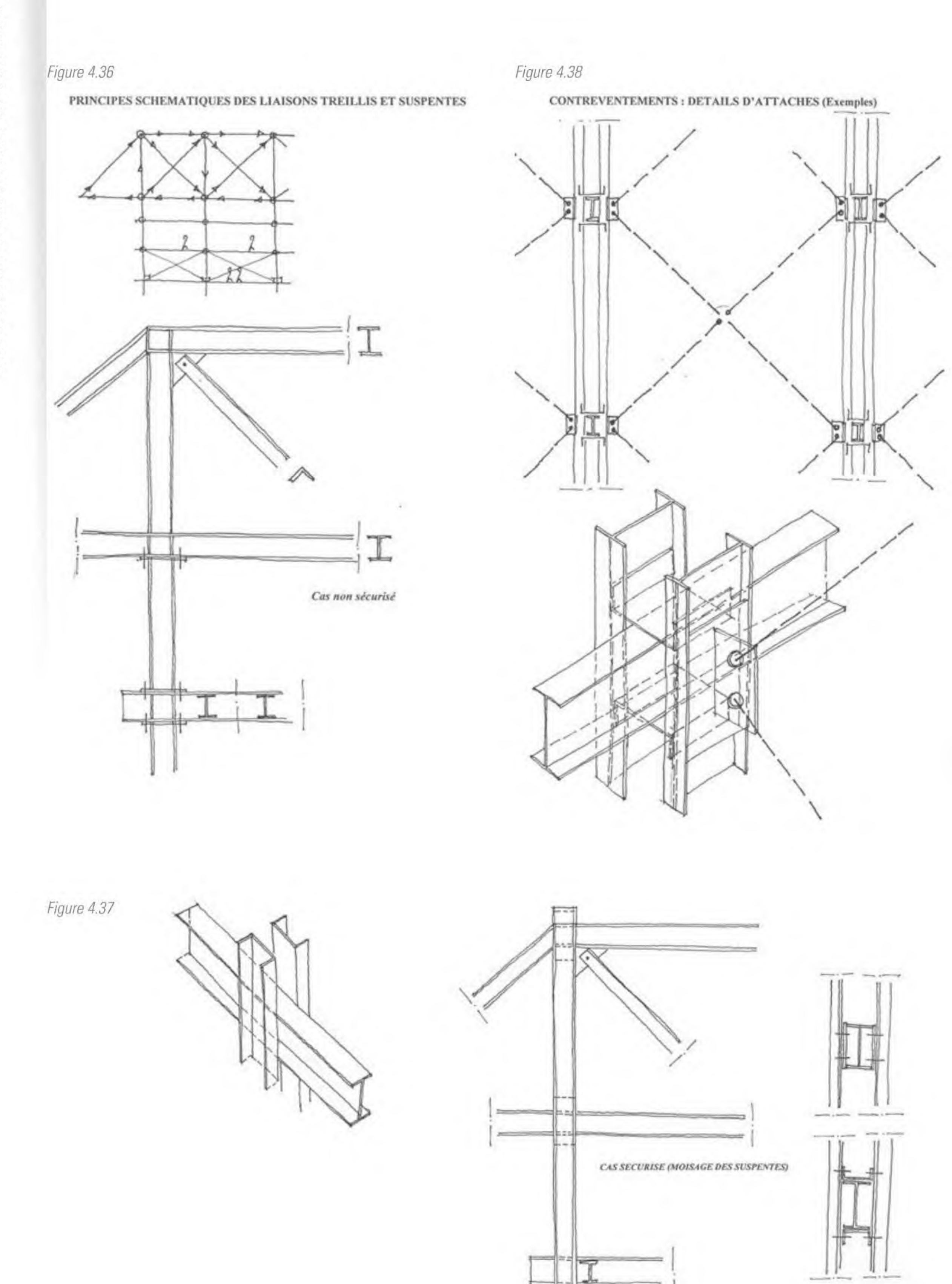
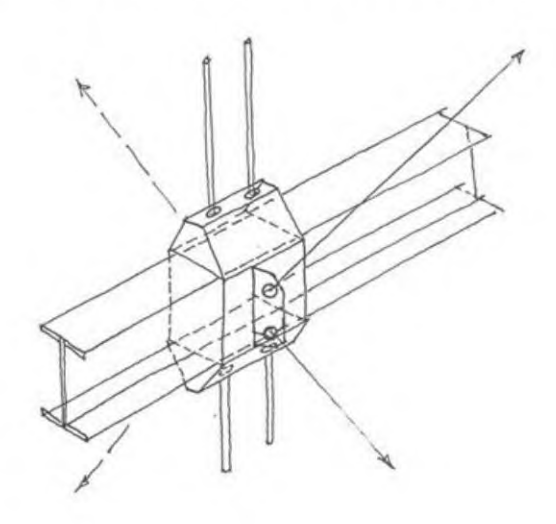

Figure 4.36
PRINCIPES SCHEMATIQUES DES LIAISONS TREILLIS ET SUSPENTES
Cas non sécurisé
Figure 4.38
CONTREVENTEMENTS : DETAILS D'ATTACHES (Exemples)
Figure 4.37
CAS SECURISE (MOISAGE DES SUSPENTES)

Figure 4.39

CONTREVENTEMENTS : DETAILS D'ATTACHES (Exemples)



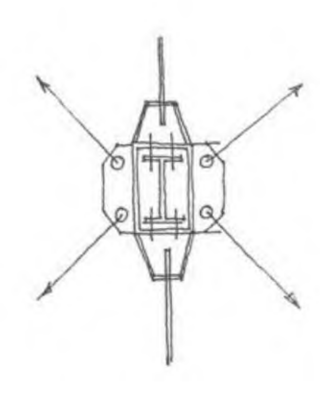
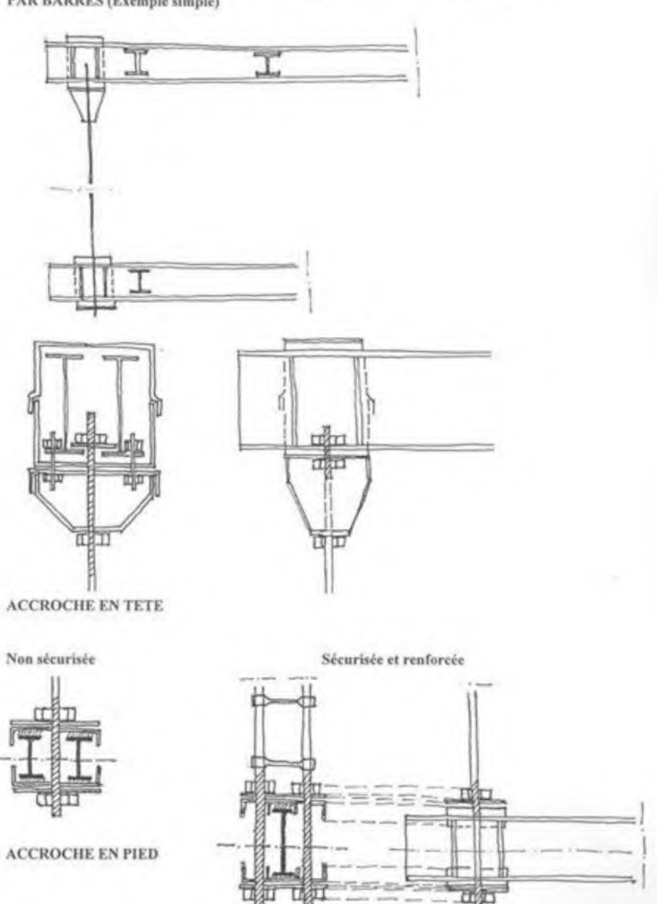


Figure 4.40

DETAILS D'ACCROCHE DES SUSPENTES AUX POUTRES DES PLANCHERS PAR BARRES (Exemple simple)



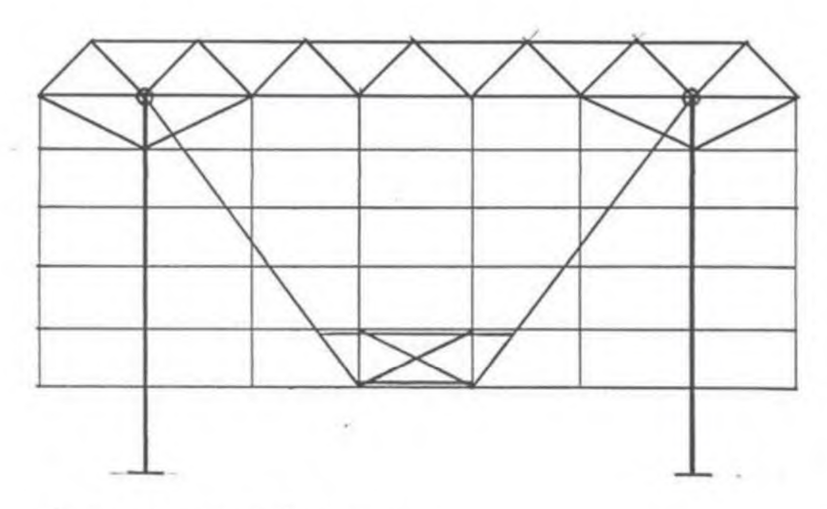
Figures 4.34 à 4.40 (suite) Quelques détails d'attaches de suspentes métalliques
(croquis de cours de l'auteur).

Le choix des suspentes reste assez limité par les profils disponibles dans le commerce. Rappelons qu'une suspente ne peut se réaliser par câbles ; en effet, leur élasticité et leur déformabilité sont trop importantes pour les niveaux de rigidité dont les bâtiments ont besoin. Seules les suspentes mobiles peuvent y recourir, telles que celles des ascenseurs, des monte-charges, des cabines de téléphériques et quelques autres. Quant au dessin des attaches, il fait partie du détail d'architecture et est ouvert à tout type de design dès lors que sont respectées les exigences de sécurisation et les contraintes liées aux articulations.

4.3.6 MAÎTRISE DES OSCILLATIONS

La figure 4.41 fait état d'une liaison des suspentes au plancher le plus bas qui peut être encastrée quand toutes les autres sont articulées. Elle indique également la possibilité d'introduire une certaine rigidité de l'ensemble suspendu par la triangulation de niveau(x) entier(s). Ces dispositions ont pour objectif de limiter les effets de balancement. Elles ne sont souvent pas suffisantes. Elles sont complétées par deux grandes familles de systèmes : le contreventement et les amortisseurs. Dans le premier cas, il s'agit de mettre en place de grandes barres de triangulation pouvant d'ailleurs être réalisées avec des câbles. Dans le deuxième cas, les liaisons des poutres des planchers ou de leurs ceintures, avec les porteurs, sont équipées de ressorts souples généralement à spires.

ELEMENTS DE MAITRISE DES OSCILLATIONS (Exemples)



Contreventement entre les porteurs

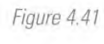
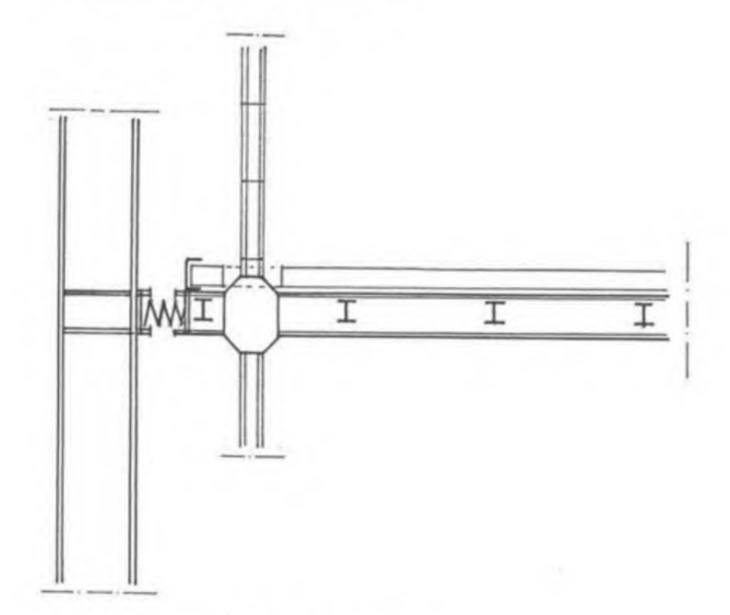


Figure 4.41



Amortisseurs en bouts de planchers

4.4 QUELQUES RÉFÉRENCES

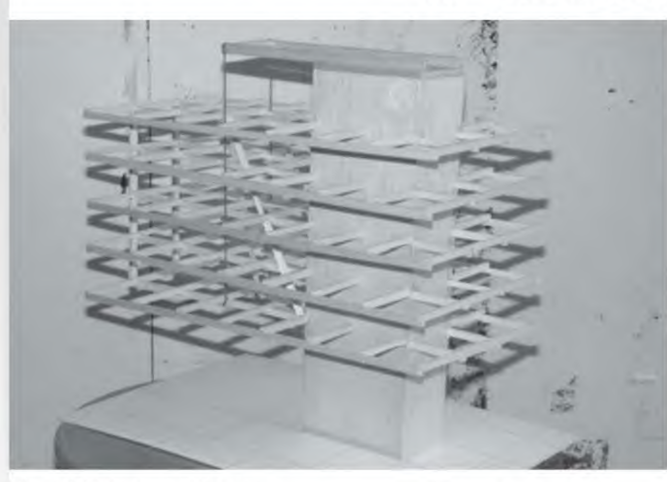


Figure 4.42 Lecture architecturale d'un système en portique avec planchers suspendus. (ENSAP–Bordeaux.)

Les immeubles conçus avec des planchers suspendus ne sont pas nombreux. L'architecte Antoine Robert en a établi, en 2005, une liste des réalisations les plus publiées, qui reste à compléter.

Tableau 4.1

Pays	Ville	Bâtiment
Afrique du Sud	Johannesburg	Standard Bank of South Africa
	Pretoria	Norcor Building
Allemagne	Berlin	Centre Sony
		Passerelle reliant le Parlement et la Banque fédérale
	Hambourg	Logements (Finland House), 12 étages
		Institut supérieur de l'armée allemande
	Heidelberg	Laboratoire
	Marl	Hôtel de ville
	Munich	Siège de BMW
Autriche	Leoben	Alpine Montan
	Vienne	Faculté de droit
Belgique	Anvers	Axa-Royale Belge Tower
Brésil	São Paulo	Museum of Arts
Canada	Toronto	Ontario Place (pavillon d'expositions)
	Vancouver	Duke Energy Building/The Qube
Chine	Hong Kong	Hong Kong & Shanghai Bank
Espagne	Madrid	Studio B La Hoz
États-Unis	Los Angeles	Lovell Health House
	Louisville	Kaden Tower
	Minneapolis	Federal Reserve Bank
	New York	Logements à Manhattan

France	Angers	Mairie et bureaux
	Antibes	Villa André-Bloc
	Bordeaux	DDASS (quartier Mériadeck)
	Chambéry	Patinoire
	Courchevel	Patinoire
	Créteil	Hôtel de ville
	Ivry	Centre commercial Grand-Ciel
	Longchamp	Tribunes de l'hippodrome
	Lyon	Surélévation de l'opéra
	Montgermont	Banque populaire
	Orly	Hangars sous douane
	Paris	Fondation Avicenne (cité universitaire)
		Pavillon de l'Arsenal
		Tour Totem
	Reims	Laboratoires Boerhinger-Ingelheim
	Saint-Denis	Siemens (siège social)
	Tours	Palais des congrès
Gabon	Libreville	Siège de Elf
Grèce	Athènes	Stade des jeux Olympiques
Hongrie	Budapest	Hôtel
Irlande	Dublin	Banque
Italie	Florence	Centre Olivetti
	Gênes	École
	Mantoue	Papeterie Burgo
	Montepulciano	Restoroute
	Venise	Palais des congrès
Pays-Bas	Amsterdam	Auvent d'une station de métro
	Eindhoven	Logements, 12 étages
	Rotterdam	Europoint, 12 étages
Royaume-Uni	Londres	Stock Exchange
		St Helen's Building, 30 étages
		20 Fenchurch Street
		Hearts of Oak Benefit Society
		Embankment Place
Sénégal	Dakar	Siège régional de la BNP
Slovaquie	Bystrica	Bureaux

SOMMAIRES

des deux ouvrages qui avec celui-ci constituent la série « De la construction à l'architecture »

LES STRUCTURES-POIDS

LES STRUCTURES DE HAUTES PERFORMANCES

CHAPITRE 5. LES IMMEUBLES DE GRANDE HAUTEUR ET LES OUVRAGES DE LONGUE PORTÉE

Une volonté de prouesse

CHAPITRE 6. ÉPILOGUE : L'INVENTION CONSTRUCTIVE POUR L'INVENTION ARCHITECTURALE